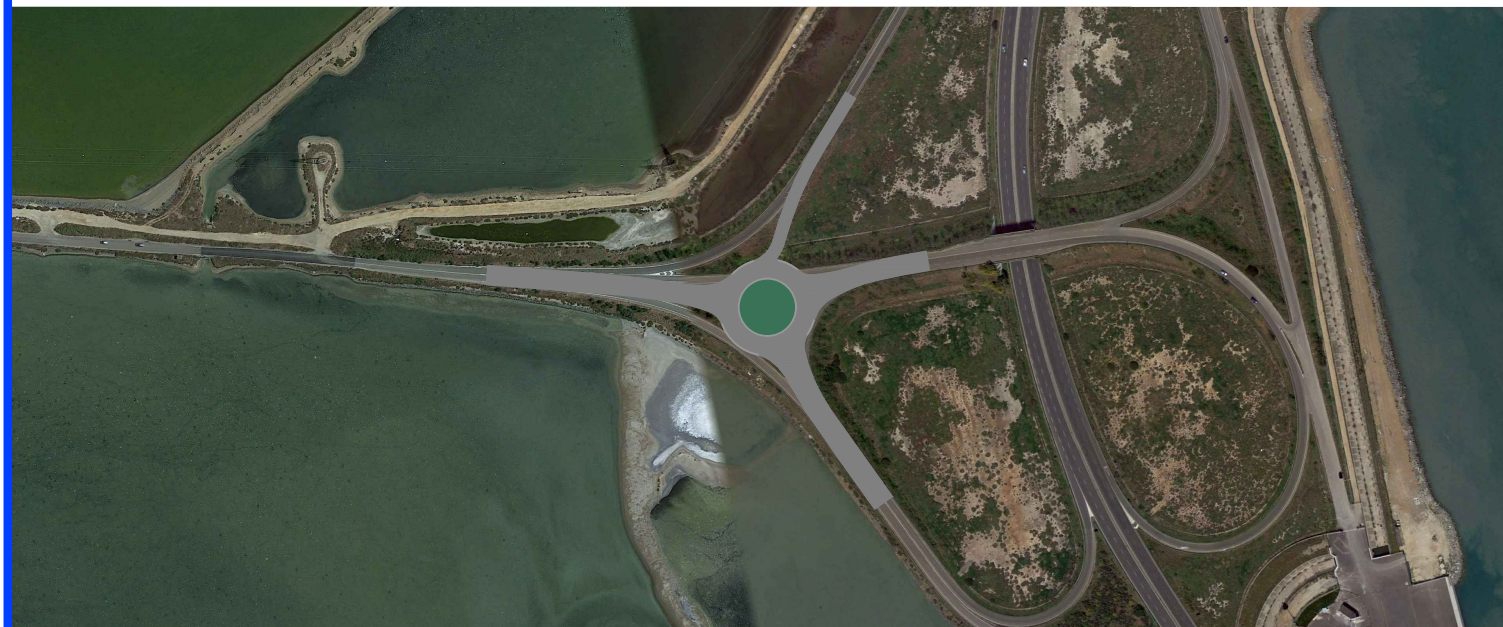


Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sardegna



Consorzio Industriale Provinciale
Cagliari



**REALIZZAZIONE DELLA ROTATORIA DI COMPLETAMENTO DELLA
VIABILITÀ DI RACCORDO DELLA BANCHINA POLIFUNZIONALE DEL
PORTO CANALE DI CAGLIARI CON LA S.S. 195 E LA S.P. 92
CUP B21B22001310005**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE E MURI SOTTOPASSO

ALLEGATO

A3

Progettazione
UFFICIO TECNICO CACIP

Progettista
Ing. Vasco Ciuti

Collaboratori:
Ing. Matteo Bordignon
Ing. Franco Serra
Geom. Ezechiele Mameli
Geom. Luigi Dessi

Coord. Sicurezza
in fase di progettazione
Ing. Matteo Bordignon

Data

OTTOBRE 2020

Agg. REV. 01

LUGLIO 2022

Agg. REV. 02

GENNAIO 2023

Committente

AUTORITA' DEL SISTEMA PORTUALE DEL MARE DI SARDEGNA
Molo Dogana, 09123 - CAGLIARI

R.U.P.

Ing. Alessandro BOGGIO

CONSORZIO INDUSTRIALE PROVINCIA CAGLIARI

COMUNE DI CAPOTERRA

**Realizzazione della rotatoria di completamento della viabilità di
raccordo della banchina polifunzionale del porto canale di Cagliari
con la S.S. 195 e la S.P. 92**

MURI SOTTOPASSO PISTA CICLABILE

RELAZIONE DI CALCOLO

dei muri di sostegno prefabbricati in cemento armato
svolta a sensi del D.M. 17/1/2018

(Elementi prefabbricati dotati di "Marcatura CE" ai sensi del p. 11.1 del D.M. 17.01.2018)

Sommario

1.	DISEGNI DI RIFERIMENTO	4
2.	NORME DI RIFERIMENTO	4
3.	DATI GENERALI DI PROGETTO	5
4.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (scheda 1).....	6
4.1	Organizzazione del calcolo.....	6
4.2	Calcolo delle azioni sulla struttura	6
4.2.1	Spinta della terra	6
4.2.2	Spinta della falda freatica	8
4.2.3	Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche.....	8
4.3	Verifica allo scorrimento.....	8
4.4	Stato limite di ribaltamento.....	9
4.5	Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno	9
4.6	Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU	9
4.7	Verifica del collegamento tra platea e fondazione	12
5.	VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 2, 3 e 4).....	12
5.1	Classe di esposizione agli agenti aggressivi.....	12
5.2	Copriferri	13
5.3	Calcolo dell'ampiezza delle fessure	14
5.4	Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5).....	14
6.	VERIFICA SISMICA (schede 5 e 6).....	15
6.1	Criteri generali di progetto	15
6.2	Dati di progetto dell'azione sismica	16
6.3	Calcolo dell'azione sismica.....	16
6.4	Calcolo delle forze d'inerzia.....	17
6.5	Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua.....	17
6.6	Spinta sulla parete prefabbricata	19

6.7	Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico	20
7.	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (scheda 7).....	21
8.	CODICI DI CALCOLO	21
8.1	Tipo di analisi svolta	21
8.2	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	21
8.3	Affidabilità del codice di calcolo	22

1. DISEGNI DI RIFERIMENTO

Esecutivo dei muri prefabbricati serie uNM

2. NORME DI RIFERIMENTO

La norma di riferimento assunta per la verifica delle strutture è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 17/1/2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 21/1/2019 n° 7).

Per quanto in essa non contenuto si è fatto riferimento a:

- * Calcestruzzo: UNI EN 206-1:2001 - Specificazione, prestazione, produzione e conformità e UNI 11104:2004 - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 201-1.
- * Classe di esposizione: linee guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in conformità con l'Eurocodice 2-1-1:2005 e la norma UNI EN 206-1.
- * Calcolo dell'apertura delle fessure nello stato limite di servizio: D.M. 9/1/96 e circ. min. LL.PP. n°252 del 15/1/96.
- * Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: i parametri sismici sono stati assunti dal sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici.
- * Calcolo della capacità portante delle fondazioni: Brinch-Hansen J. (1970) "A Revised and Extended formula for Bearing Capacity". Bull. n° 28 – Danish Geotechnical Institute – Copenhagen.
- * Riduzione della capacità portante per il sisma: Peck A. (1997) "Analytical formula for a seismic bearing capacity of shallow strip foundations" Proc. 14th Int. Conf. On soil Mechanics and Foundation Engineering.

3. DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4.I): **Vn = anni 50**

Classe d'uso III

Corrispondente coefficiente d'uso **C_U** (Tab 2.4.II)

C_U = 1.5

Ambiente nel quale l'opera è costruita:

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali

Tabella 1 - Materiali e loro resistenze

		Prefabbricati	Platea	Fondazione
Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)				
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	45	30	20
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	37.35	24.9	16.6
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	21.17	14.11	9.41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	3.35	2.56	1.95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctm} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.56	1.19	0.91
Acciaio (§ 4.1.2.1.1)	tipo	B450C	B450C	-
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	N/mm ²	450	450	-
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm ²	391.3	391.3	-

Tabella 2 - Coefficienti impiegati nei calcoli:

COEFFICIENTI	Verifiche SLU: A1+M1+R3		Verifiche SLE	Verifica sismica
	coeff "sfav."+"fav."	coeff tutti "sfav."		
Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):				
Peso della struttura e della terra portata	1	1.3	1.0	1.0
Spinta della terra	1.3	1.3	1.0	1.0
Peso del sovraccarico (carichi variabili)	0	1.5	1.0	0.2
Spinta del sovraccarico (carichi variabili)	1.5	1.5	1.0 x Ψ	0.2
Coefficienti parziali per le verifiche dei muri di sostegno (tabella 6.5.I e 7.11.III):				
Capacità portante della fondazione γ_R	1.4	1.4	-	1.2
Scorrimento γ_R	1.1	1.1	1.3	1.0
Ribaltamento γ_R	1.15	1.15	1.5	1.0

Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo Tensiter "Muri 2018" versione **1.2.4**

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite sette verifiche, espone nelle sette schede elencate nel seguito:

Scheda **1**: Verifica SLU: GEO e STR, con A1+M1+R3;

Scheda **2**: Verifica SLE combinazione RARA ($\Psi = 1.0$), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.;

Scheda **3**: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE ($\Psi = 0.75$), con il calcolo dell'apertura delle fessure;

Scheda **4**: Verifica SLE combinaz. QUASI PERMANENTE ($\Psi = 0$), con il calcolo dell'apertura delle fessure;

Scheda **5**: Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti e coeff $\beta = 0.38$, per le verifiche SLU e GEO (esclusa la verifica al ribaltamento);

Scheda **6**: Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti e coeff $\beta = 0.57$, per le verifiche GEO al ribaltamento;

Scheda **7**: Verifica della capacità portante del terreno di fondazione nelle verifiche SLU e sismica;

I dati assunti nel calcolo e quelli esposti nei disegni delle sezioni coincidono perché attinti dal medesimo database.

4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (scheda 1)

4.1 Organizzazione del calcolo

Il calcolo di verifica agli stati limite delle varie opere di sostegno prefabbricate è svolto secondo il punto 6.5.3 del citato D.M. 17/01/18 come dalla norma.

Nella **prima scheda** sono svolte le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), impiegando i coefficienti sopraindicati, considerando sia le spinte che i pesi come azioni "sfavorevoli".

Nella scheda è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione;
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa;
- la verifica al ribaltamento (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto O) e rispetto allo spigolo inferiore esterno della struttura prefabbricata (punto M);
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni esterne e le resistenze nelle sezioni delle membrature.

La verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione/terreno è svolto nella settima scheda, nella quale è effettuato il confronto tra l'insieme dei carichi agenti sulla fondazione e la sua resistenza.

La verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno non è svolta in questa relazione perché esula dai compiti contrattuali della Tensiter.

4.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

In questa scheda sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione. La struttura è costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato ed è soggetta all'azione della spinta del terrapieno e delle altre varie azioni eventualmente presenti.

Tutte le azioni agenti sulla struttura sono state calcolate in base alle dimensioni geometriche riportate nella scheda e moltiplicate per i coefficienti riportati nella tabella 2 del capitolo 3 e ripetuti nella tabella "Spinte, pesi e momenti" della scheda stessa.

4.2.1 Spinta della terra

Con riferimento alla figura sottostante, la spinta del terrapieno agisce direttamente sulla fondazione del muro e indirettamente su una sezione verticale ideale R-S innalzata sullo spigolo interno della platea.

Se la struttura non è soggetta a vincoli particolari, la sua deformazione elastica e il cedimento della fondazione sono, in genere, sufficienti a mobilitare la spinta attiva del terrapieno.

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore φ dell'angolo d'attrito del terreno di riempimento e dal suo profilo a monte del muro.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

Pertanto il coefficiente di spinta K_1 attraverso la sezione R-S viene calcolato:

a) se il profilo del rilevato è rettilineo, con la **formula di Rankine**,

- per terrapieno orizzontale:

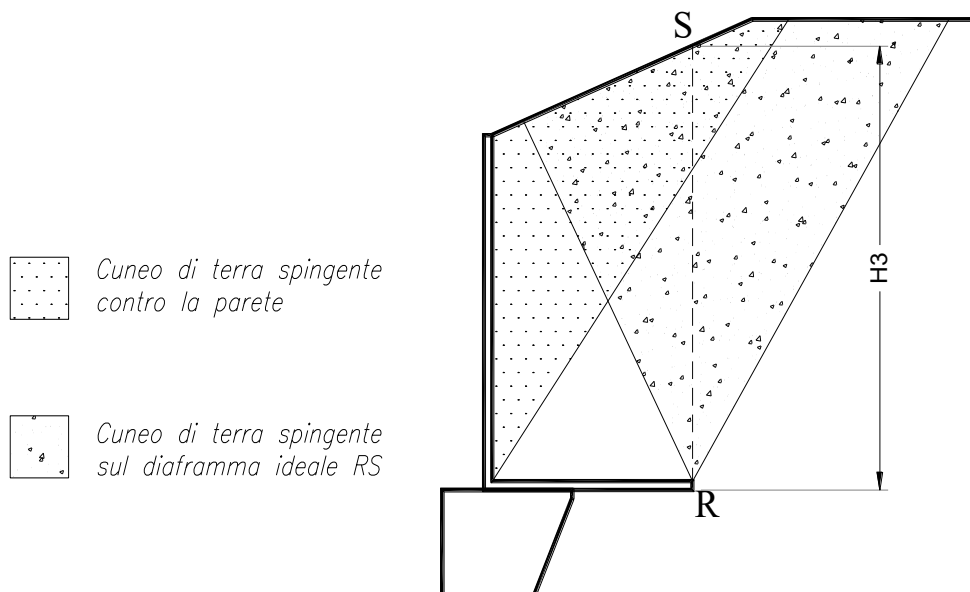
$$k_1 = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

- per terrapieno inclinato dell'angolo β :

$$K_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

$$k_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Esse corrispondono a ipotizzare la formazione di un cuneo di terra spingente limitato da due piani di scorrimento, le cui giaciture sono quelle che generano la spinta massima, e quindi la più sfavorevole alla stabilità del muro. La teoria del masso illimitato di Rankine dimostra che la spinta risulta sempre parallela alla superficie del rilevato. In particolare, se il rilevato è orizzontale, essa dimostra che non si formano componenti verticali sulla sezione R-S, componenti che risulterebbero molto favorevoli nel calcolo delle resistenze al ribaltamento e allo scorrimento.



- b) Se il profilo del rilevato non è rettilineo, il codice di calcolo, con un procedimento iterativo che corrisponde a estendere la formula di Rankine ai profili spezzati, individua per approssimazioni successive le giaciture dei due piani di scorrimento che generano simultaneamente la spinta massima e fornisce automaticamente il coefficiente di spinta attiva. Se le pendenze sono uguali i risultati coincidono con quelli della formula di Rankine. Dall'equilibrio dei due semicunei separati dal piano R-S risulta anche individuata l'inclinazione della spinta, che risulta intermedia fra le due pendenze. Chiameremo questo procedimento **"Cuneo a cavallo di R-S"**.

La spinta sulla fondazione è calcolata con un coefficiente di spinta K_3 su parete verticale. Il calcolo tiene conto che nei muri tipo N, T e F la platea impedisce al peso del terrapieno che la sovrasta di agire come sovraccarico per l'intera altezza del muro, come risulta dimostrato dall'analisi di tutti i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, svolta a sensi del punto 6.5.3.1 del D.M. 17/1/2018.

4.2.2 Spinta della falda freatica

Tutti i muri Tensiter sono dotati di un drenaggio particolarmente efficace. Lo speciale profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli insieme alla nostra prescrizione di riempire l'ampio volume a tergo del muro con materiale drenante fino ad almeno 1/3 dell'altezza impediscono che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica.

Nel caso di sorgive a tergo del muro l'acqua fuoriesce facilmente convogliata dal materiale drenante sopra la platea o in appropriate tubazioni drenanti da disporre sopra la platea, paralleli alla facciata.

Nel caso di muri spondali in alveo la spinta sulla parete dovuta alla differenza fra il livello interno dell'acqua e quello esterno è molto contenuta anche in fase di stanca della piena, per l'efficienza del sistema di drenaggio. La platea, con la sua notevole larghezza, riduce il sifonamento e la formazione di sottopressioni idrauliche che potrebbero ridurre l'efficienza della fondazione. In pratica solo se la velocità di discesa della piena supera 1÷2 m/ora occorre tenere conto della spinta dell'acqua. Negli altri casi la spinta della falda freatica può essere trascurata.

4.2.3 Pesì e forze d'inerzia per le verifiche sismiche

Tutti i pesi e le forze d'inerzia delle varie parti della struttura e del rilevato sulla platea sono state calcolate in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicati per i rispettivi coefficienti delle azioni esposti nella tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

I coefficienti sismici, orizzontale e verticale, impiegati nel calcolo delle forze d'inerzia sono esposti nel paragrafo 6.3 e nelle schede 5 e 6.

4.3 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni E_d (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno R_d allo scivolamento. Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza allo scorrimento è espressa dal prodotto di tutti i pesi e le varie componenti verticali di ogni azione per il coefficiente d'attrito della struttura sul terreno di fondazione e ridotta dal coefficiente parziale γ_R esposto nella tabella 2 ($\gamma_R = 1.1$ nel caso SLU).

La spinta passiva sulla parete esterna della fondazione non è presa in conto a favore della stabilità. Si noti che il punto 6.5.3.1.1. del D.M. 14/1/08 ci autorizzerebbe a tenerne conto di una parte significativa, dal momento che il cordolo di fondazione è gettato sempre direttamente contro terra (perchè privo di armature) e pertanto, prima di fare presa, il calcestruzzo spinge contro la parete la propria spinta idrostatica. Pertanto questa parte della spinta passiva (circa il 40 ÷ 50%), essendo generata per la modalità costruttiva senza richiedere alcuno spostamento per attivarsi, potrebbe essere presa in conto.

4.4 Stato limite di ribaltamento

Lo stato limite al ribaltamento tratta l'equilibrio dell'insieme sopraelencato come se fosse un corpo rigido. Pertanto calcola i momenti delle varie azioni rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto "O" delle figure riportate nelle schede) oppure lo spigolo inferiore esterno del prefabbricato (punto "M"). Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza al ribaltamento è espressa dalla somma di tutti i momenti resistenti ed è ridotta dal coefficiente parziale γ_R esposto nella tabella 2 ($\gamma_R = 1.15$ nel caso SLU). Ogni scheda espone il confronto tra i momenti ribaltanti E_d e quelli stabilizzanti R_d .

4.5 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno

Il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno risulta dalla verifica che la capacità portante del terreno di fondazione sia maggiore della risultante calcolata in base alla somma di tutte le azioni e alla sua posizione, dalla quale dipende l'ampiezza del nastro di appoggio sul terreno. Questo confronto è svolto nella scheda 7.

La capacità portante è calcolata con la formula di Brinch-Hansen del 1970. La verifica è svolta a sensi del punto 6.5.3.1.1 del DM 17/1/18 con l'approccio 2 combinazione A1+M1+R3 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

La verifica è favorevole se la capacità portante risulta maggiore del carico effettivo dovuto alle forze esterne. Il confronto è svolto sia a SLU (risultati della scheda 1) sia nel caso sismico. In questo caso la capacità portante tiene conto della riduzione dovuta al coefficiente di Paolucci e Pecker 1997.

4.6 Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU

Se il profilo del terreno spingente è rettilineo, la spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} k_0$$

$$= \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame;

β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro;

ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba;

δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2 \cdot \varphi / 3$.

Essa corrisponde all'equilibrio di un cuneo di terra, aderente alla parete del muro, separato dal terrapieno da una superficie piana, con la giacitura che genera la massima spinta sulla parete e quindi la più sfavorevole alla verifica delle sezioni.

L'angolo di attrito δ tra terreno e parete è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori molto maggiori di quelli sulla sezione R-S se il terreno spingente è orizzontale o poco ripido.

Su ogni sezione le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base alla spinta della terra agente dalla sezione in su e tengono conto anche della componente verticale della spinta e del peso della struttura sopra la sezione e di ogni altra azione esterna (urti, carichi sulla struttura, sbalzi, ecc.).

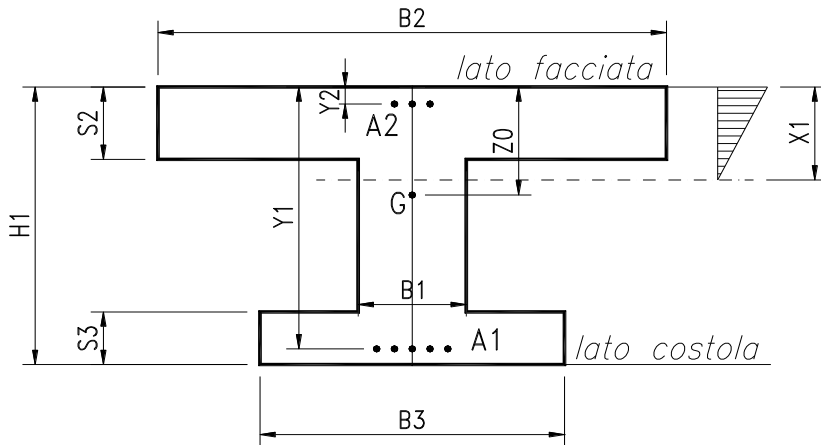
Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

Negli altri casi (profilo spezzato, sovraccarico applicato a una parte del rilevato) useremo una procedura che chiameremo "Cuneo contro la parete". Essa consiste nel suddividere l'intera altezza della parete prefabbricata in strisce di altezza piccola (in genere m 0.5) a partire dal livello della terra. Per la base di ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle reazioni sulle due superfici di scorrimento determina la spinta sulla parete. La spinta su ogni striscia corrisponde alla differenza fra la spinta fino alla base della striscia e quella fino alla base della striscia precedente; da essa si ricava la pressione media della terra sulla striscia. La spinta fino alla base di ogni striscia corrisponde all'andamento dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscarpa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore estremamente diffuso a sfavore della sicurezza.

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo esposte al punto 4.1.2.1 del D.M. 17/1/2018.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema della figura nel seguito allegata:



Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

M_{Ed} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q ;

M_{Edu} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q calcolato sulla sezione spostata della misura a_1 data dalla formula [4.1.22] (= décalage);

N_{Ed} = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q .

V_{Ed} = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q , modificato dalla componente V_{md} della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile;

α = Inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave;

$ctg \vartheta$ = Cotangente dell'inclinazione ϑ dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.25]. La colonna non è compilata se il taglio resistente senza staffe V_{cd} è già maggiore di quello delle forze esterne V_{Ed} ;

M_{Rd} = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale N_{Ed} ;

V_{Rd} = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra V_{Rcd} e V_{Rsd} , ove:

V_{Rcd} = resistenza di calcolo a "taglio compressione" (formula 4.1.28);

V_{Rsd} = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.27);

Tutte le sezioni sono provviste di armatura resistente al taglio.

Il calcolo del taglio resistente non tiene conto del contributo dei ferri piegati.

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta o il peso della terra sulle ali della sezione, azioni che sono carichi appesi o indiretti. La resistenza delle armature resistenti al taglio presa in conto nel calcolo di V_{rsd} è la minore fra quella di aderenza, calcolata a sensi del punto [4.1.2.1.1.4], e quella che compete alla sezione resistente metallica.

Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme.

4.7 Verifica del collegamento tra platea e fondazione

La componente orizzontale corrisponde alla spinta della terra su R-S diminuita dell'eventuale attrito sulla faccia inferiore della platea. Il collegamento non richiede alcuna armatura perché dai calcoli di verifica risulta sempre che la risultante cade nelle vicinanze della mezzeria del contatto, o almeno non vicino ai punti M e Q della figura.

Tenuto conto che la platea, per le sollecitazioni cui è soggetta, si incurverà sollevandosi tra M e Q mentre la fondazione, massiccia, si deformerà poco, la componente verticale dello sforzo si ripartirà in due forze localizzate nelle vicinanze dei punti M e N.

Dunque, se la risultante cade fra M e Q, in entrambe i punti lo sforzo sarà di compressione e tenderà a mantenere le parti a contatto, garantendo l'indeformabilità del collegamento.

Il codice di calcolo determina le due componenti verticali nei punti M e Q. Se la componente più piccola non raggiunge almeno il 15% della somma delle due componenti, il codice segnala il pericolo. Per poter proseguire occorre o ridimensionare la fondazione, o assegnare appropriate dimensioni alle armature previste in questo caso.

La componente orizzontale è agevolmente trasmessa per attrito, dal momento che risulta tra il 25% e il 40% di quella verticale, mentre il coefficiente d'attrito assume valori prossimi a 1,0, tenuto conto la platea è gettata sulla fondazione che ne costituisce lo stampo e quindi ne acquisisce tutte le irregolarità dovute alla scabrezza della sua superficie.

5. VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 2, 3 e 4)

Nella **seconda scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alle spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (**combinazione rara**), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità con i valori esposti al punto 4.1.2.2.5 del D.M. 17/1/18.

Nella **terza e quarta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti Ψ stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.VI (ferrovie) del D.M. 17/1/2018. Queste due schede sviluppano il calcolo dell'ampiezza delle fessure tenendo conto del ricoprimento di calcestruzzo previsto nei disegni e riportato nelle schede, per verificarne la compatibilità con l'ampiezza massima prevista dalla tabella 4.1.IV del DM 17/1/18.

5.1 Classe di esposizione agli agenti aggressivi

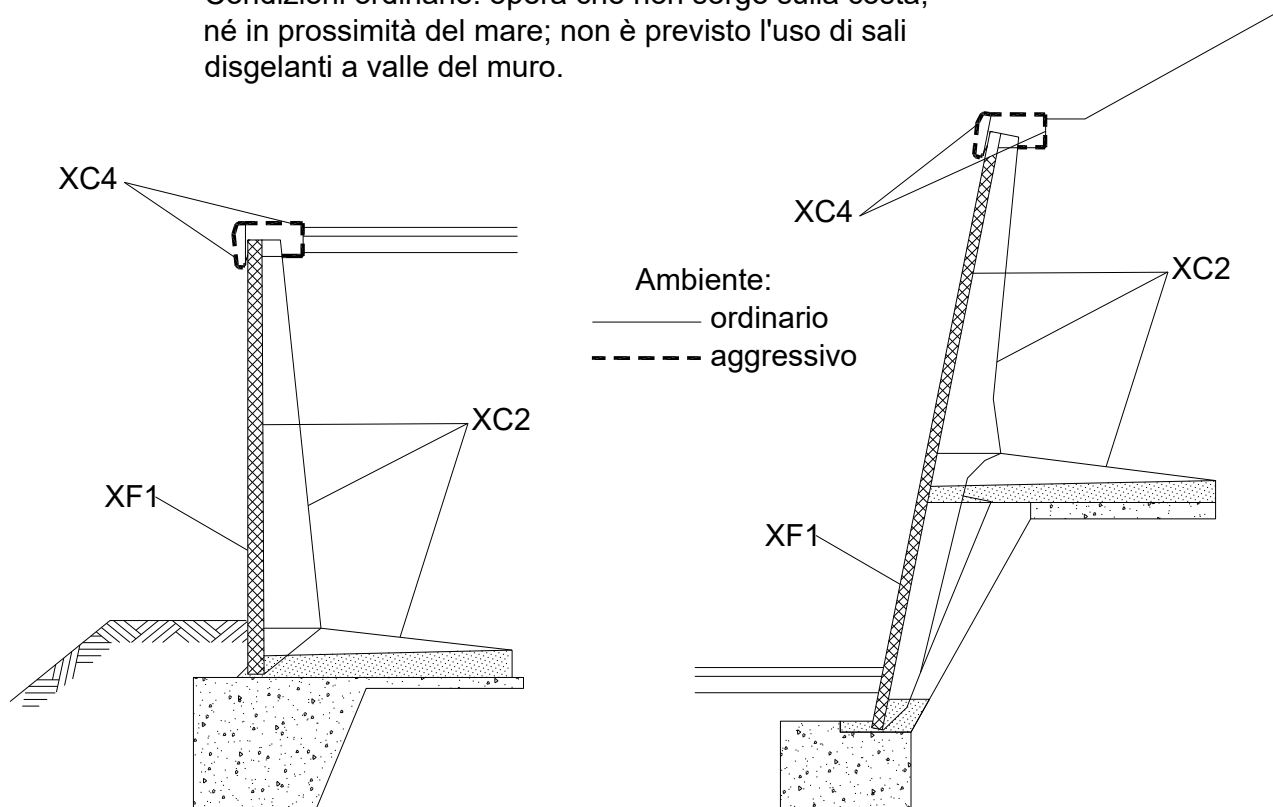
I criteri di scelta della classe di esposizione delle varie superfici della struttura sono quelli esposti al punto 4.1 della tabella UNI-EN 206-1, classi riportate anche al punto 4.2 dell'Eurocodice 2.

AMBIENTE ORDINARIO

Dal momento che l'opera in progetto non sorge sulla costa, né in prossimità del mare, né in ambiente gelivo tale da richiedere l'uso di sali disgelanti, consideriamo esposta ad un ambiente aggressivo solo l'eventuale

copertina di coronamento della facciata, le cui superfici sono ciclicamente secche e bagnate, soggette a corrosione delle armature indotta da carbonatazione.

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro.



Pertanto abbiamo considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

XC4 = Superfici soggette al contatto con l'acqua, ciclicamente secche e bagnate, non comprese nella classe XC2 (che è meno gravosa della XC4).

XF1 = Facciata: superficie verticale esposta alla pioggia e al gelo. Grado moderato di saturazione, in assenza di sali disgelanti.

XC2 = Intradosso e costola della parete prefabbricata, platea gettata in opera, fondazione in c.a.: tutte superfici che si trovano in ambiente bagnato, raramente secco. La classe **XC2** e la classe **2b** del prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2 sono descritte come condizione ambientale tipica delle fondazioni.

5.2 Copriferri

Il valore della tolleranza $\Delta_{c_{dev}}$ relativo alla misura del copriferro non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato.

Sulla facciata esterna e interna della parete è + 5/-0 mm; sulla costola (fianchi e estradosso) è +5/-0, in quanto il procedimento costruttivo assicura queste misure. Per i getti in opera valgono i valori di legge cioè ± 10 mm.

I copriferri, definiti come distanza dalla parete dell'estradosso dalla staffa (da non confondere con i ricoprimenti = distanza dalla parete dell'estradosso delle armature principali) nelle varie parti della

struttura corrispondenti alle classi di esposizione sopra indicate sono riportate nella tabella 5. Essa riporta pure l'apertura caratteristica ammessa per le fessure, stabilita nel capitolo 4.1.2.2.4 del DM 17/1/18 per le armature poco sensibili.

Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure

Vita dell'opera: 50 anni Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA	FONDAZIONE
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo R_{ck} N/mm ²	45	45	45	30	20
Classificazione dell'ambiente	XC2	XC2	XF1	XC2	Cis non armato gettato controterra
Spessore del copriferro:					
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	20	25	20	20	
Tolleranza di lavorazione	5	=+5/-0	5	10	
Maggior spessore per durata	0	0	0	0	
TOTALE da norma mm	25	25	25	30	
Spessore indicato nei disegni mm	30+5/-0	30+5/-0	35+5/-0	40±10	
Ampiezza massima delle fessure :					Cis non armato gettato controterra
Combinaz. frequente mm	0.4	0.4	0.4	0.4	
Combinaz. quasi permanente mm	0.3	0.3	0.3	0.3	

5.3 Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Per il calcolo dell'ampiezza delle fessure abbiamo scelto come metodo consolidato quello esposto nel D.M. 09/01/96 e dalle relative istruzioni contenute nella Circ. Min. LL.PP. n° 252 AA.GG./S.T.C del 15/10/96.

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni, con coefficiente di omogeneizzazione pari a 6.

I sovraccarichi naturali sull'impalcato e sul terrapieno sono stati moltiplicati per i coefficienti di combinazione Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.VI (ferrovie) del citato decreto.

I momenti flettenti esposti nelle tabelle sono calcolati rispetto alla facciata del pannello o alla facciata inferiore della platea.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

5.4 Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5)

Sono inoltre esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica **rara**, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati ($R_{ck} = 45 \text{ MPa}$): $\sigma_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41 \text{ Mpa}$

Calcestruzzo delle platee ($R_{ck} = 30 \text{ MPa}$): $\sigma_c < 0.83 * 30 * 0.60 = 14.94 \text{ Mpa}$

Per la combinazione di carico **quasi permanente** risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati ($R_{ck} = 45 \text{ MPa}$): $\sigma_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81 \text{ Mpa}$

Calcestruzzo delle platee ($R_{ck} = 30 \text{ MPa}$): $\sigma_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21 \text{ Mpa}$

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara: $\sigma_s < 80 * 450 \text{ Mpa} = 360 \text{ Mpa}$

6. VERIFICA SISMICA (schede 5 e 6)

Il calcolo di verifica della stabilità globale dell'opera e di verifica delle sollecitazioni è effettuato con il metodo dell'analisi pseudo-statica (punto 7.11.6.2.1) in base al valore dell'accelerazione massima a_g attesa in superficie e del fattore di amplificazione orizzontale F_0 tratti dal sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici

6.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati Tensiter hanno sempre dato buoni risultati nelle verifiche sismiche, dovuti all'ampio dimensionamento della platea stabilizzatrice e alla sostanziale robustezza della parete. Dobbiamo attenderci risultati pratici ancora migliori, dovuti a tre prerogative tipiche dei muri Tensiter:

- La fondazione è massiccia, sempre gettata contro terra e quindi senza che si formino vuoti laterali. Invece, nelle fondazioni dei muri usuali con pareti casserate, i rinfilanchi vuoti dopo il disarmo sono riempiti di materiale sciolto che, nell'alternarsi di sforzi di compressione e decompressione generati dal sisma, tende a compattarsi permettendo il movimento del muro;
- La fondazione non può ribaltare, perché la sua facciata superiore è vincolata a una larga platea il cui punto più interno, restando fisso, le impedisce di ruotare. Pertanto cresce la capacità portante del terreno sotto la fondazione perché, per raggiungere il collasso, occorre superare la pressione unitaria limite non solo sul bordo esterno ma anche sul bordo interno. Il calcolo della capacità portante non tiene conto di questo meccanismo favorevole;
- La spinta della terra sulla fondazione usufruisce di una forte riduzione, in quanto il cuneo di terra spingente su essa non è sovraccaricato. Infatti appena il cuneo spingente inizia a scendere sotto l'azione del proprio peso e del sisma, il sovraccarico su di esso si azzerà perché è portato dalla platea.

6.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di	Capoterra
Coordinate geografiche della località:	Latitudine 39.172°
	Longitudine 8.980°
Periodo di vita nominale V_N della costruzione	anni 50
Classe d'uso III Corrispondente coefficiente d'uso (Tab 2.4.II)	$C_U = 1.5$
Periodo di vita di riferimento V_R della costruzione	anni 75
Conseguente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ($P_{V_r}=10\%$)	anni 712
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)	$a_g/g = 0.060$
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	$F_0 = 2.88$
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)	C
Suolo di tipo C: Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidità, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero resist. penetr.: $15 < N_{spt} < 50$, coesione non drenata: $70 < C_u < 250$ kPa)	
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	$S_s = 1.500$
Categoria topografica (tab 3.2.IV)	T1
(l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)	
Corrispondente coeff. di amplificazione topografica (tab 3.2.VI)	$S_T = 1.0$
Accelerazione orizzontale massima attesa	$A_{max}/g = 0.090$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa	$\beta_m = 0.38$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (ribaltamento)	$\beta_m = 0.57$
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma	$\psi_{2\phi} = 0.2$

Conseguenti coefficienti per il calcolo delle inerzie e rotazione sismica:

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)	$K_h = \beta_m S_s S_T a_g / g = 0.0342$
Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)	$K_v = 0.5 K_h = 0.0171$
Angolo di rotazione sismica	$\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) = 1.99^\circ$

6.3 Calcolo dell'azione sismica

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei pesi, delle spinte sismiche e delle forze d'inerzia.

I coefficienti sismici d'inerzia K_h e K_v sono direttamente proporzionali al coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa β_m , il cui valore è stabilito dalla norma al paragrafo 7.11.6.2.1.

La legge stabilisce un valore $\beta_m = 0.38$ per le strutture libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore unitario per le strutture non libere e valori intermedi per strutture parzialmente vincolate prendendo a riferimento il diagramma di figura 7.11.3. Ad esempio con uno spostamento di circa 3.5 cm il citato diagramma fornisce un valore pari a 0.66, valore consigliato anche dall'Eurocodice 8.

Questo valore vale per tutte le verifiche ad eccezione di quella al ribaltamento, per la quale il coefficiente β_m deve essere aumentato del 50% fino al valore unitario.

Stante i due valori di β_m previsti dalla legge, nasce la necessità di prevedere due schede, la scheda 5 valida per la verifica al ribaltamento e la scheda 6 valida per tutte le altre verifiche. In entrambe le schede sono esposte le verifiche STR e il coefficiente β_m scelto con riferimento alle condizioni di vincolo effettivamente previste.

6.4 Calcolo delle forze d'inerzia

Nelle verifiche della stabilità della struttura durante il sisma il calcolo tiene conto che tutte le masse della struttura e della terra che sovrasta la platea fino alla sezione R-S siano soggette a forze inerziali. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto, quelle a monte della sezione R-S come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe e quelle a valle di R-S computandole in base alla massa di ogni parte di struttura. Le masse sono calcolate in base alle dimensioni geometriche di ogni parte. Le forze d'inerzia sono ottenute dal prodotto delle masse per il rispettivo coefficiente sismico ed esposte nella tabella *Spinte, pesi e momenti*

6.5 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sulla struttura di sostegno deve essere calcolata nell'istante più gravoso dell'oscillazione sismica, corrispondente alla presenza simultanea della massima accelerazione orizzontale e del massimo alleggerimento verticale dovuto alle forze d'inerzia.

In tale istante la direzione della risultante del peso e delle forze d'inerzia applicata a ogni singola massa (terreno spingente, parete prefabbricata, platea, fondazione, ecc.) risulta ruotata, rispetto alla verticale, dell'angolo Θ risultante dalla formula:

$$\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v))$$

La formula di Mononobe e Okabe determina il coefficiente di spinta della terra contro una parete piana con la teoria di Coulomb, secondo la quale in aderenza alla parete piana del muro si forma un cuneo di terra spingente limitato verso il terrapieno da una superficie di scorrimento piana. Infatti la loro formula corrisponde alla formula di Coulomb assumendo come direzione verticale quella della risultante del peso e delle forze d'inerzia: ruotando la sezione dell'angolo Θ , e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Θ e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Θ , la formula di Coulomb diventa la formula di Mononobe e Okabe prescritta dall'Eurocodice e dalle norme.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla parete è svolto in analogia ai casi non sismici precedentemente svolti, ma il coefficiente di spinta sulla parete è calcolato in generale, con la prima formula di Mononobe-Okabe:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \Theta - \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \Theta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \Theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la **seconda formula di Mononobe-Okabe** se l'angolo d'attrito φ è inferiore a $\beta + \Theta$:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \Theta - \delta)}$$

Dove:

φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro;

β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro, $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro;

ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba;

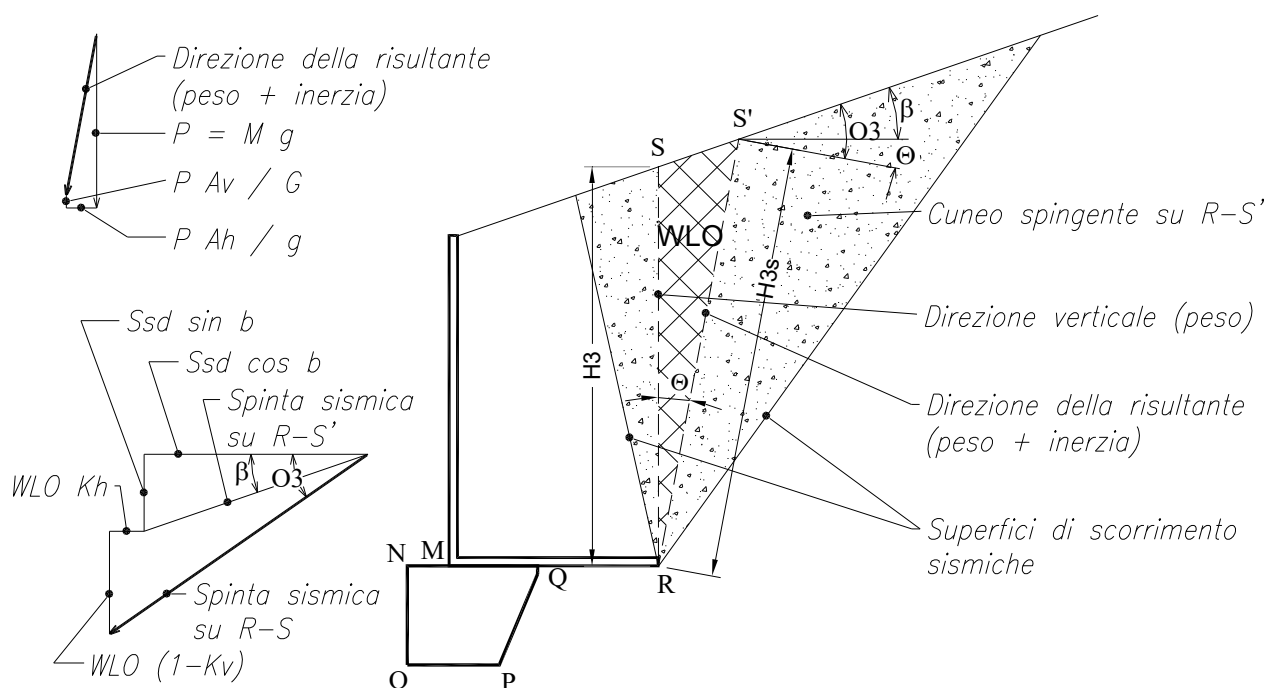
δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2 \varphi / 3$;

Θ = Angolo di rotazione sismica.

Per il calcolo della stabilità globale e della risultante sulle fondazioni dobbiamo però calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R-S innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea.

La formula di Mononobe e Okabe non è applicabile in quanto la sezione ideale R-S non separa il rilevato da una parete rigida, ma c'è della terra dalle due parti di R-S. Dunque il cuneo spingente si sviluppa anche nel terreno a valle di R-S.

Il modello non corrisponde neanche approssimativamente, perché nei muri di sostegno prefabbricati Tensiter, come nei muri di sostegno tipo cantilever con gli usuali dimensionamenti, la platea sotto al terrapieno è ampia e il cuneo spingente ha lo spazio per svilupparsi completamente anche a valle.



Nel pieno rispetto del 2° capoverso del § 7.11.6.2.1 del DM 17/1/18 e in perfetta analogia al modello che determina la formula di Mononobe e Okabe, abbiamo calcolato la spinta E_d sulla sezione R-S assumendo un modello in cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani di scorrimento le cui giaciture sono state entrambe simultaneamente individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo e tutte le forze di massa sono ruotate dell'angolo Θ .

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza, incrementando l'inclinazione del rilevato β dell'angolo Θ . L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è $\beta + \Theta$, perché, per la teoria di Rankine, la spinta su ogni sezione parallela alla direzione delle forze di massa è sempre parallela alla superficie del rilevato
- se la superficie del rilevato è una spezzata, vale la routine che determina per approssimazioni successive il coefficiente di spinta per i profili spezzati, incrementando le due inclinazioni del rilevato dell'angolo Θ . La routine ci fornisce anche l'angolo di inclinazione O_3 della spinta rispetto alla normale al piano R-S'. Dunque l'angolo di inclinazione del rilevato rispetto alla normale è $O_3 + \beta$.

La spinta su R-S' si ottiene ovviamente moltiplicando il quadrato dell'altezza R-S' per il peso specifico del terreno e per il coefficiente di spinta. Tenendo conto dell'inclinazione della spinta precedentemente calcolata avremo le due componenti, orizzontale e verticale, della spinta su R-S'.

La spinta della terra su R-S si ottiene aggiungendo alla spinta su R-S' il peso e la forza d'inerzia di quanto è compreso fra le sezioni R-S e R-S'.

Dividendo la spinta così ottenuta per il quadrato dell'altezza di R-S e per il peso specifico del terreno, avremo il coefficiente di spinta su R-S.

Chiameremo questi procedimenti di calcolo della spinta sismica sul diaframma ideale R-S con il nome di:

- "**Rankine sismico**" se il coefficiente di spinta su R-S è calcolato con la formula di Rankine;
- "**cuneo a cavallo di R-S**" se la spinta su R-S è calcolata con la seconda procedura descritta.

6.6 Spinta sulla parete prefabbricata

Se il profilo del rilevato è rettilineo e l'eventuale sovraccarico agisce sull'intera superficie e inoltre se l'inclinazione del rilevato β è minore dell'angolo d'attrito φ , per determinare il coefficiente di spinta sulla parete in assenza di sisma impiegheremo la formula di **Coulomb**.

Nelle stesse condizioni, se l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta minore dell'angolo d'attrito φ calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **1a formula di Mononobe-Okabe**.

Se infine l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito φ il profilo del rilevato è instabile. Ciò premesso, in questo caso calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **2a formula di Mononobe-Okabe**, la quale genera un valore finito, convenzionale, stabilito dall'Eurocodice.

In tutti gli altri casi, cioè se il profilo è costituito da una spezzata, o se il sovraccarico agisce solo su una parte del rilevato, anche se l'inclinazione dei vari tronchi è alta ma purché l'inclinazione del tronco più lontano dalla parete $\beta + \Theta$ sia minore dell'angolo d'attrito φ usiamo la procedura "**Cuneo contro la parete**".

Secondo questa procedura l'intera altezza della parete prefabbricata è suddivisa in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5). Per ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle due reazioni sulle superfici di scorrimento

determina l'entità e la direzione della spinta sulla parete. La spinta fino a ogni striscia determina la distribuzione dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscarpa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore a sfavore della sicurezza estremamente diffuso.

Negli altri casi, cioè se l'inclinazione β del tronco più lontano dal muro aumentata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito φ , usiamo la **2a formula di Mononobe-Okabe** nella quale l'inclinazione del rilevato è assunta pari alla massima fra tutte le inclinazioni dei tronchi.

Tuttavia, a giudizio del progettista, il valore fornito dalla 2a Formula di Mononobe-Okabe può sostituire quello generato dalla procedura "Cuneo contro la parete" se il valore fornito da questa procedura è più gravoso di quello dato dalla 2a formula di Mononobe-Okabe. Il procedimento è conforme alla norma perchè sostituisce il calcolo della spinta di un profilo di altezza finita con quello di un profilo di uguale inclinazione ma altezza infinita. Dal momento che la norma stabilisce la procedura di calcolo di questo caso più gravoso, potremmo applicarla anche al nostro profilo.

Questa scelta può, ad esempio verificarsi nel calcolo dei muri di sottoscarpa, se l'altezza della scarpata è importante e l'angolo d'inclinazione del terreno $\beta + \Theta$ è maggiore dell'angolo d'attrito φ . Tuttavia questa sostituzione non è consigliabile a giudizio dell'inventore delle strutture Tensiter.

Le schede di calcolo delle varie verifiche espongono la procedura utilizzata per il calcolo dei coefficienti di spinta.

6.7 Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico

Prendiamo in conto il 50% della spinta passiva, dal momento che essa risulta sostanzialmente già attivata durante la costruzione della struttura, come esposto in precedenza. Il coefficiente di spinta è calcolato con la formula di Mononobe-Okabe, assumendo $\beta = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$.

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \Phi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \Theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \Phi \cdot \sin(\Phi + \varepsilon - \Theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) \cdot \sin(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$

Φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione;

ε = Angolo di inclinazione del terreno a valle. $\varepsilon > 0^\circ$ se il terreno scende allontanandosi dal muro;

ψ = Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale. $\varphi < 90^\circ$ se la parete strapiomba;

δ = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto $\delta = 0$ a favore della stabilità;

Θ = Angolo di rotazione sismica.

Tutti i valori risultanti dal calcolo sono riportati nelle relative schede.

7. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (scheda 7)

Il calcolo della capacità portante limite di fondazioni superficiali in sabbia e ghiaia, o altri terreni lievemente coesivi, è stata effettuata con il metodo di Brinch Hansen (formula del 1970).

I tre termini classici della portanza N_c , N_q , N_γ sono calcolati tenendo conto:

- delle caratteristiche geotecniche del terreno (coesione, angolo d'attrito, peso specifico, inclinazione del terreno a valle);
- dei dati geometrici della fondazione (dimensioni, profondità di posa, inclinazione del piano di posa);
- dell'inclinazione dei carichi agenti sulla fondazione (componente verticale e orizzontale, larghezza dell'impronta nastriforme).

Esso è sviluppato nella scheda 7 denominata "Calcolo della capacità portante delle fondazioni", nella quale sono riportate tutte le formule impiegate. I valori numerici sono calcolati con identica procedura per le sollecitazioni calcolate a SLU e esposte nella scheda 1 e per il calcolo sismico nella scheda 5. Essi sono sviluppati in due colonne successive.

La verifica della struttura al collasso per superamento del carico limite del complesso fondazione-terreno risulta dal confronto tra le azioni sulla fondazione e la sua capacità portante ridotta con il coefficiente parziale γ_R ($\gamma_R = 1.4$ a SLU dalla tabella 6.5.I e $\gamma_R = 1.2$ nel caso sismico dalla tabella 7.11.III).

8. CODICI DI CALCOLO

8.1 Tipo di analisi svolta

Trattandosi di strutture molto semplici e con schemi statici prestabiliti il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni, determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base all'analisi e alla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari. La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è fatta con calcolo iterativo basato su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a SLU, incluse quelle sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE, inclusa la fessurazione.

In relazione alle principali verifiche richieste dalle norme tecniche, il programma provvede a evidenziare automaticamente, con fondini colorati e caratteri diversificati, i risultati insufficienti o contrastanti con la norma.

8.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegate alla presente relazione sono compilate automaticamente mediante il programma di calcolo "Muri 2018 vers 1.2.3", realizzato dai tecnici della Tensiter s.p.a. con la collaborazione diretta e continua dell'Ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture Tensiter e autore del codice di calcolo.

Il programma di calcolo "Muri 2018" è il risultato della completa revisione, aggiornamento e completamento del precedente programma "Muri 2008", già sviluppato in codice Visual-basic. Questo

programma a sua volta discende, dopo numerosi perfezionamenti, revisioni e aggiornamenti, dal programma prodotto inizialmente in Basic dall'ing. Carlo Chiaves nel lontano anno 1974. Esso, già allora integralmente automatizzato, fu utilizzato per la verifica delle strutture Tensiter nella prima dichiarazione di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP. del 1975.

8.3 Affidabilità del codice di calcolo

In base ai risultati di questo programma e delle sue precedenti versioni sono state costruite migliaia di opere di sostegno Tensiter, in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti muri di sostegno del corpo stradale, muri di sottoscarpa, muri di controripa fino a 15 m di altezza, muri spondali in alveo, muri per sistemazione di frane, spalle di ponti e altre opere. Molte migliaia di sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

Riteniamo che la grande affidabilità dimostrata dalle strutture Tensiter nei più svariati impieghi (oltre 5.000.000 di metri quadrati di facciata realizzati in 50 anni, senza alcun collasso) derivi in gran parte dall'affidabilità del codice di calcolo utilizzato per progettarle e verificarle.

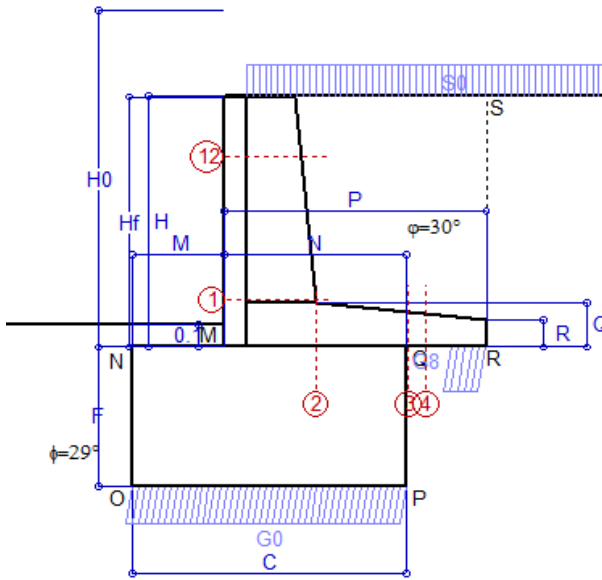
Il codice, inizialmente impostato sul DM 1973, è stato aggiornato per svolgere la verifica delle strutture Tensiter in base alle varie normative via via succedutesi (... DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 SLU, Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008 e DM 17/1/2018) oltre ad alcune normative estere. La coerenza dei risultati fra le varie normative è un'ulteriore prova della sua affidabilità.

Il programma di calcolo "Muri 2018" è stato testato numericamente in modo completo, confrontando i risultati ottenuti con il software e quelli verificati con un calcolo a mano, anche per gli sviluppi del calcolo sui percorsi logici alternativi.

La validità del software è inoltre confermata dal confronto dei risultati con quelli forniti da altri codici di calcolo strutturale indipendenti avvenuto nel corso di numerose istruttorie tecniche per l'approvazione di progetti di opere specifiche.

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P 92 - Macchiareddu (CA)



Dati

$H_m = 1.12$ m	Prefabbricato tipo u15NM	$H_0 = 1.50$ m
$C = 1.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.12$ m
$F = 0.62$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0$ kN/m ²
$M = 0.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 0.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.550$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 1.12$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	4.9	4.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	1.1	1.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	11.6	8.5
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	25.2	26.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.1	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	24.2	14.5
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 10.1$	$M_9 = 6.8$	$P_9 = 61.0$	$M_8 = 49.6$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 8.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 53.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0.044$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 9.4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo	$R_d = (61 \cdot 0.55) / 1.1 = 30.5 > E_d = 10.1$		
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo	$R_d = (49.6) / 1.15 = 43.2 > E_d = 6.8$		
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo	$R_d = (20.4) / 1.15 = 17.7 > E_d = 2.5$		
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 17$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 12$ kN	

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$ Freccia in cima al pannello mm 0.03

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	1.3	1.3	7.5	3.4	40.2	34.1	113.7	13.7	45°, 1.0	2.65	4.21	4.02	6.63	57.8	110.0
2	0.9	0.9	0.0	3.0	20.0	15.4	125.0	125.0	45°, 1.0	2.61	5.78	2.36	14.69	35.8	112.7
3	-0.4	-0.4	0.0	0.5	15.7	10.9	125.0	125.0	-	2.14	4.66	2.36	0.00	-16.2	67.6
4	-0.6	-0.6	0.0	0.7	14.9	10.1	125.0	125.0	-	1.91	3.78	2.36	0.00	-14.5	62.1
12	0.1	0.2	3.4	0.7	33.7	24.2	112.6	12.6	73°, 1.0	2.23	3.08	4.02	3.96	32.6	41.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

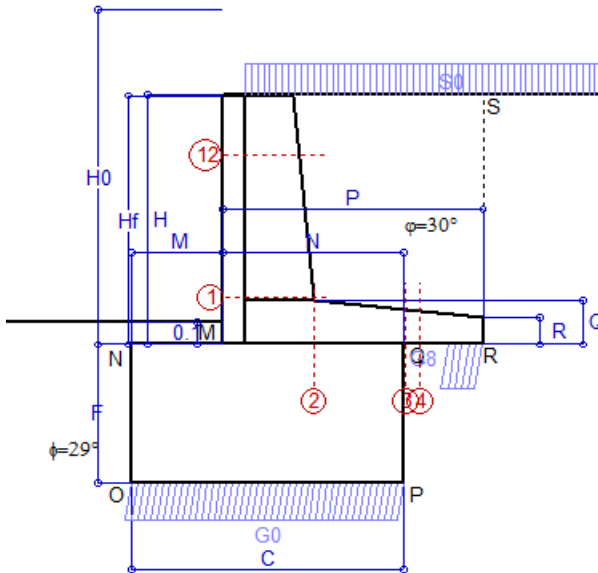
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 1.12$ m	Prefabbricato tipo u15NM	$H_0 = 1.50$ m
$C = 1.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.12$ m
$F = 0.62$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 1.5$ kN/m ²
$N = 0.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.12$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
3.76	3.74	0.00	0.00
0.56	0.66	0.00	0.00
0.00	0.00	8.92	6.52
0.00	0.00	18.49	19.59
3.14	0.51	0.00	0.00
0.00	0.00	18.60	11.16
$S_9 = 7.46$	$M_9 = 4.91$	$P_9 = 46.01$	$M_8 = 37.27$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	7.598
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.391
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	6.16 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.15 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	39.84 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.20 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.033 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	9.2°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.02

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	0.9	5.7	2.5	113.7	40.2	34.1	4.21	4.02	4	0.17	38	0.000
2	0.6	0.0	2.7	125.0	20.0	15.4	5.78	2.36	7	0.26	38	0.000
3	-0.4	0.0	0.0	125.0	15.7	10.9	4.66	2.36	14	0.45	38	0.000
4	-0.5	0.0	0.0	125.0	15.0	10.2	3.81	2.36	17	0.58	38	0.000
12	0.1	2.6	0.4	112.6	33.7	24.2	3.08	4.02	0	0.02	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

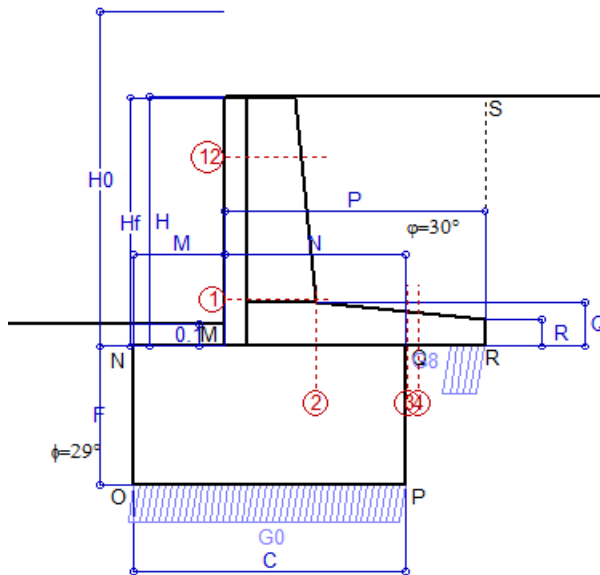
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 1.12$ m	Prefabbricato tipo u15NM	$H_0 = 1.50$ m
$C = 1.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.12$ m
$F = 0.62$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.12$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
3.76	3.74	0.00	0.00
0.00	0.00	8.92	6.52
0.00	0.00	16.76	17.91
3.03	0.49	0.00	0.00
0.00	0.00	18.60	11.16
$S_9 = 6.79$	$M_9 = 4.23$	$P_9 = 44.28$	$M_8 = 35.59$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	8.414
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.585
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 6.16 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.15 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 38.12 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.20 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.032 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	8.7°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.01

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.297$

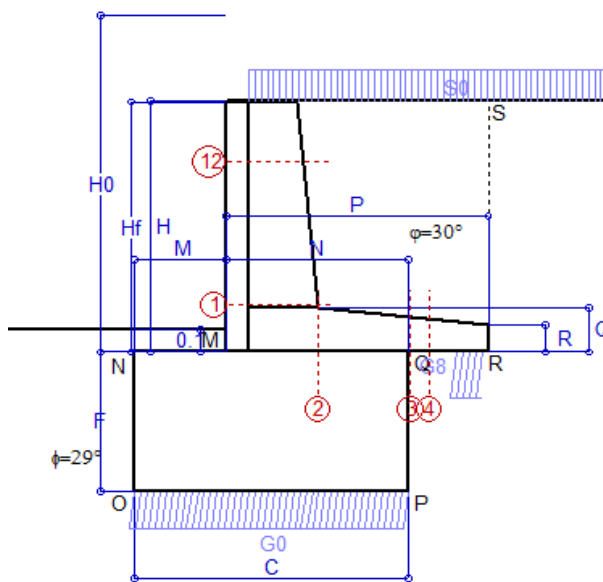
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	0.7	5.5	2.1	113.7	40.2	34.1	4.21	4.02	2	0.13	38	0.000
2	0.5	0.0	2.4	125.0	20.0	15.4	5.78	2.36	6	0.20	38	0.000
3	-0.5	0.0	0.0	125.0	15.7	10.9	4.66	2.36	17	0.58	38	0.000
4	-0.6	0.0	0.0	125.0	15.2	10.4	3.86	2.36	20	0.66	38	0.000
12	0.0	2.6	0.2	112.6	33.7	24.2	3.08	4.02	0	0.02	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.99^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.034$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.017$

Dati

$H_m = 1.12$ m
 $C = 1.20$ m
 $F = 0.62$ m
 $M = 0.40$ m
 $N = 0.80$ m
 $P = 1.15$ m
 $Q = 0.20$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo**Prefabbricato tipo u15NM**

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

 $a_g/g = 0.06$ $H_0 = 1.50$ m $H = 1.12$ m $S_0 = 0.4$ kN/m² $\phi = 30^\circ$ $R_0 = 0.550$ $a_{max}/g = 0.090$ $\beta_m = 0.38$ $I_9 = 0.0\%$ $I_8 = 0.0\%$ **Calcolo delle azioni sul terreno**

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

 $K_1 = 0.337$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

 $H = 1.12$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

 $O_3 = 5.82^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

 $K_3 = 0.319$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

 $K_p = 2.82$ (Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	3.8	3.8	0.4	0.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.2	0.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.3	0.3	8.8	6.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.6	0.7	16.9	18.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.4	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.6	0.2	18.3	11.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-2.9*	-0.7*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	8.8	5.7	44.4	36.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G8 = 5.5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.14$ m

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G0 = 38.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.20$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.032$ MPa

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 7.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (44.4 \cdot 0.55 + 2.9) / 1.0 = 27.3 > Ed = 8.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G6 = 12$ kN Lato monte (punto Q) $G7 = 8$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.02

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.319$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	0.9	0.9	5.6	2.4	40.2	34.1	113.7	13.7	45°, 1.0	2.64	4.21	4.02	6.63	57.6	110.7
2	0.6	0.6	0.0	2.1	20.0	15.4	125.0	125.0	45°, 1.0	2.61	5.78	2.36	14.69	35.8	112.7
3	-0.3	-0.3	0.0	0.3	15.7	10.9	125.0	125.0	-	2.14	4.66	2.36	0.00	-16.2	67.6
4	-0.4	-0.4	0.0	0.5	14.8	10.0	125.0	125.0	-	1.90	3.77	2.36	0.00	-14.4	61.7
12	0.1	0.1	2.6	0.4	33.7	24.2	112.6	12.6	73°, 1.0	2.23	3.08	4.02	3.96	32.6	41.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

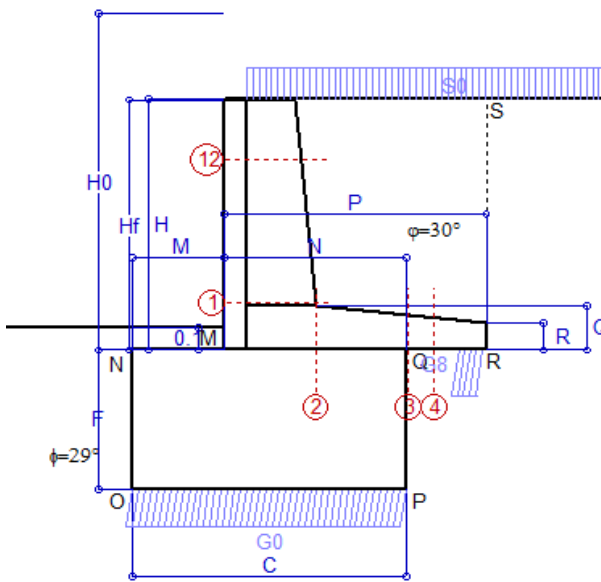
Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo**Norma: Italia D.M 17/1/2018**

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiarreddu (CA)

Comune di Cagliari



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3.01^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.051$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.026$

Dati

$H_m = 1.12$ m
 $C = 1.20$ m
 $F = 0.62$ m
 $M = 0.40$ m
 $N = 0.80$ m
 $P = 1.15$ m
 $Q = 0.20$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u15NM

Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$

$H_0 = 1.50$ m
 $H = 1.12$ m
 $S_0 = 0.4$ kN/m²
 $\phi = 30^\circ$
 $R_0 = 0.550$
 $a_{max}/g = 0.090$
 $\beta_m = 0.57$
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0.342$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

$H = 1.12$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$O_3 = 8.62^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.331$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.79$

(Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	3.8	3.8	0.6	0.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.2	0.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.5	8.7	6.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.9	1.1	16.8	17.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.5	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.0	0.3	18.1	10.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-2.9*	-0.7*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	9.8	6.4	44.2	36.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 4.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.12$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 39.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.033$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 8.9^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (36 + 0.7) / 1.0 = 36.7 > E_d = 6.4$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (14.7) / 1.0 = 14.7 > E_d = 2.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 12$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 9$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.02
 $K_0 = 0.331$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	1.0	1.0	5.6	2.6	40.2	34.1	113.7	13.7	45°, 1.0	2.64	4.21	4.02	6.63	57.6	110.6
2	0.6	0.6	0.0	2.0	20.0	15.4	125.0	125.0	45°, 1.0	2.61	5.78	2.36	14.69	35.8	112.7
3	-0.1	-0.1	0.0	0.4	15.7	10.9	125.0	125.0	-	2.14	4.66	2.36	0.00	-16.2	67.6
4	-0.3	-0.3	0.0	0.4	14.5	9.7	125.0	125.0	-	1.86	3.68	2.36	0.00	-14.0	59.6
12	0.1	0.1	2.6	0.5	33.7	24.2	112.6	12.6	73°, 1.0	2.23	3.08	4.02	3.96	32.6	41.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P 92 - Macchiareddu (CA) Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

Prefabbricato tipo u15NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Ghiaie sabbiose alluvionali e sabbie litorali			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	29.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5061
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	8.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.10		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.62		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

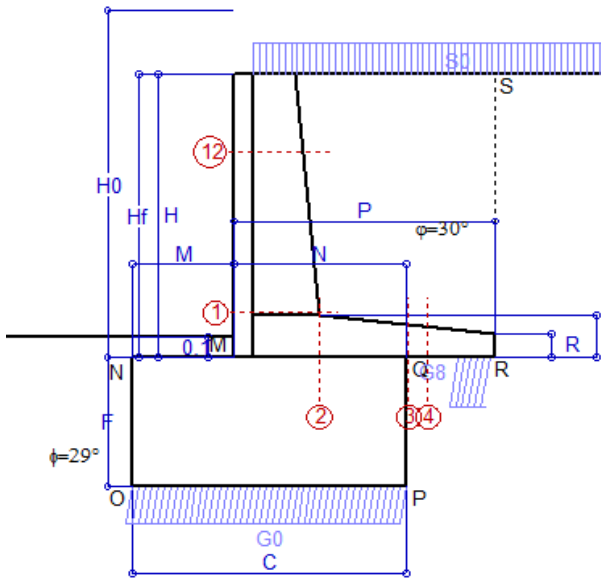
Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	53.0	38.9
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	9.44°	7.58°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	8.8	5.2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.20	1.20
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5061	0.5061
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.60	0.60
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.72	0.72
Termini della formula di Brinck-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	77.48	81.90
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		16.44	16.44
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!		0.70	0.75
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.978
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		27.86	27.86
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.19	1.19
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.68	0.74
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.988
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	53.81	59.14
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		19.34	19.34
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!		0.58	0.65
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.978
Verifica della capacità portante				
q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.131	0.141
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	112.5	141.0
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	53.0	38.9
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiareddu (CA)



Dati

$H_m = 1.43 \text{ m}$	Prefabbricato tipo u17NM	$H_0 = 1.75 \text{ m}$
$C = 1.36 \text{ m}$	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.43 \text{ m}$
$F = 0.65 \text{ m}$	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0 \text{ kN/m}^2$
$M = 0.50 \text{ m}$	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 0.86 \text{ m}$	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0 \text{ kN/m}^3$
$P = 1.30 \text{ m}$	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$
$Q = 0.22 \text{ m}$	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.550$
$R = 0.12 \text{ m}$	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 1.43 \text{ m}$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	8.0	9.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	1.4	2.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	13.8	12.1
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	37.4	45.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.0	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	28.7	19.5
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 13.4$	$M_9 = 11.6$	$P_9 = 80.0$	$M_8 = 77.4$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 12.5 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.19 \text{ m}$
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 67.5 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.36 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0.050 \text{ MPa}$
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 9.5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (80 \cdot 0.55) / 1.1 = 40.0 > E_d = 13.4$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (77.4) / 1.15 = 67.3 > E_d = 11.6$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (32.3) / 1.15 = 28.0 > E_d = 4.8$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 24 \text{ kN}$ Lato monte (punto Q) $G_7 = 14 \text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	2.9	2.9	9.7	5.7	42.5	36.2	113.7	13.7	45°, 1.0	2.86	4.62	5.03	6.25	67.1	108.9
2	1.9	1.9	0.0	5.8	21.5	16.8	125.0	125.0	45°, 1.0	2.84	6.88	2.36	13.46	44.9	112.7
3	-0.9	-0.9	0.0	0.9	16.8	12.0	125.0	125.0	-	2.38	5.47	2.36	0.00	-18.3	74.0
4	-1.2	-1.2	0.0	1.3	15.6	10.8	125.0	125.0	-	2.03	4.16	2.36	0.00	-15.6	66.9
12	0.2	0.3	3.9	1.1	34.3	24.8	112.7	12.7	73°, 1.0	2.35	3.08	5.03	3.96	34.0	42.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

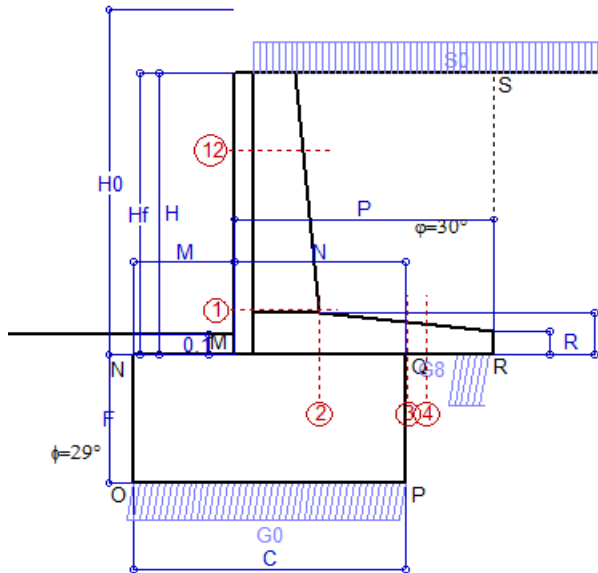
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 1.43$ m	Prefabbricato tipo u17NM	$H_0 = 1.75$ m
$C = 1.36$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.43$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 30^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0$ kN/m ²
$N = 0.86$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.22$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.43$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
6.13	6.91	0.00	0.00
0.95	1.30	0.00	0.00
0.00	0.00	10.63	9.29
0.00	0.00	28.41	34.78
3.05	0.50	0.00	0.00
0.00	0.00	22.10	15.03
$S_9 = 10.14$	$M_9 = 8.71$	$P_9 = 61.14$	$M_8 = 59.10$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	6.784
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.316
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	9.59 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.19 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	51.55 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.36 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.038 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	9.4°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.04

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	2.2	7.4	4.7	113.7	42.5	36.2	4.62	5.03	10	0.33	38	0.000
2	1.4	0.0	5.4	125.0	21.5	16.8	6.88	2.36	13	0.49	38	0.000
3	-0.7	0.0	0.0	125.0	16.8	12.0	5.47	2.36	22	0.71	38	0.000
4	-0.9	0.0	0.0	125.0	15.7	10.9	4.17	2.36	31	1.01	38	0.000
12	0.2	3.0	0.8	112.7	34.3	24.8	3.08	5.03	0	0.05	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

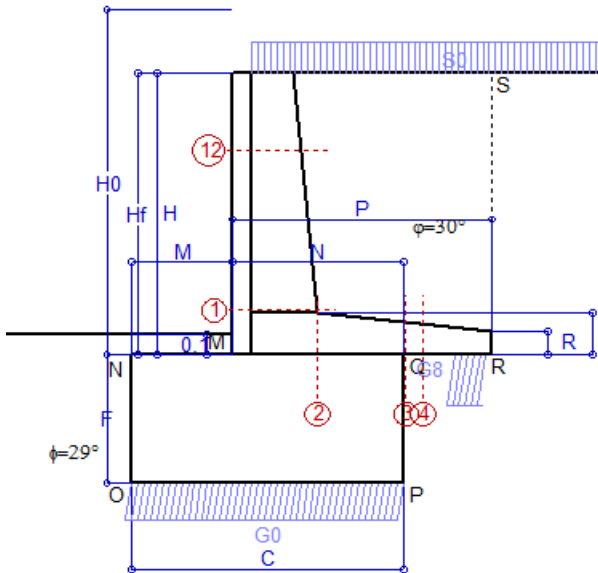
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 19



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 1.43$ m	Prefabbricato tipo u17NM	$H_0 = 1.75$ m
$C = 1.36$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.43$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 1.5$ kN/m ²
$N = 0.86$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.22$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.43$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
6.13	6.91	0.00	0.00
0.72	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	10.63	9.29
0.00	0.00	27.76	34.04
3.03	0.50	0.00	0.00
0.00	0.00	22.10	15.03
$S_9 = 9.88$	$M_9 = 8.38$	$P_9 = 60.49$	$M_8 = 58.35$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	6.961
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.368
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	9.60 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.19 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	50.89 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.36 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.037 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	9.3°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.04

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	2.1	7.3	4.5	113.7	42.5	36.2	4.62	5.03	9	0.32	38	0.000
2	1.4	0.0	5.3	125.0	21.5	16.8	6.88	2.36	12	0.46	38	0.000
3	-0.8	0.0	0.0	125.0	16.8	12.0	5.47	2.36	24	0.77	38	0.000
4	-0.9	0.0	0.0	125.0	15.7	10.9	4.19	2.36	32	1.04	38	0.000
12	0.1	3.0	0.7	112.7	34.3	24.8	3.08	5.03	0	0.04	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

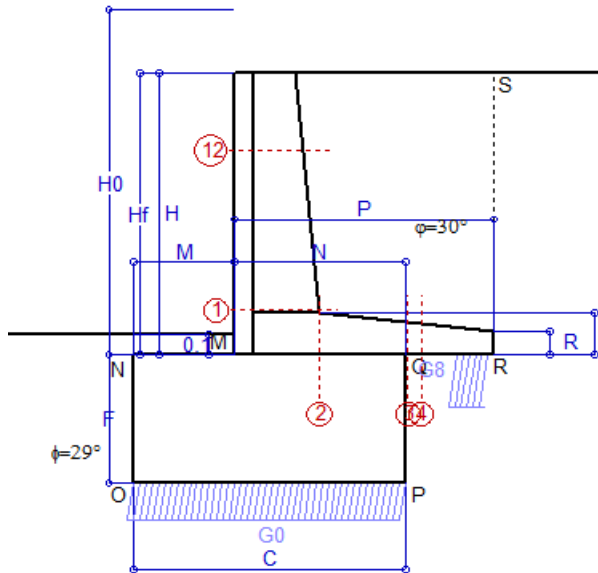
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 1.43$ m	Prefabbricato tipo u17NM	$H_0 = 1.75$ m
$C = 1.36$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.43$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 30^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.86$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.22$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.43$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
6.13	6.91	0.00	0.00
0.00	0.00	10.63	9.29
0.00	0.00	25.81	31.79
2.95	0.49	0.00	0.00
0.00	0.00	22.10	15.03
$S_9 = 9.08$	$M_9 = 7.40$	$P_9 = 58.54$	$M_8 = 56.11$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	7.586
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.544
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 9.62 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.19 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 48.92 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.36 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.036 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	8.8°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.03

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.297$

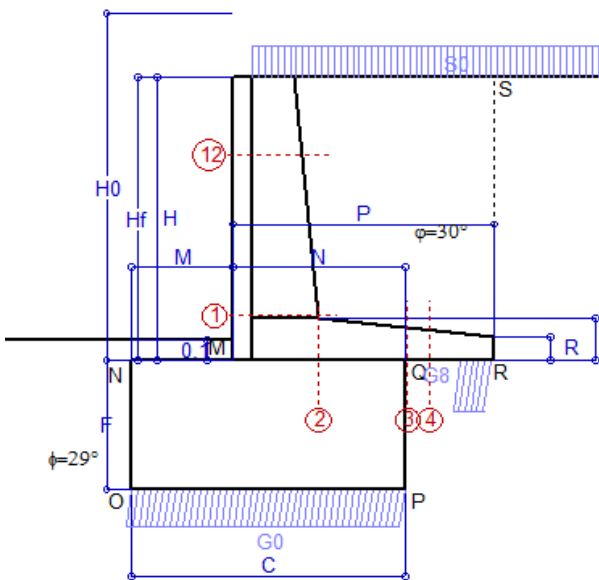
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	1.7	7.1	3.9	113.7	42.5	36.2	4.62	5.03	7	0.27	38	0.000
2	1.1	0.0	4.8	125.0	21.5	16.8	6.88	2.36	10	0.39	38	0.000
3	-1.0	0.0	0.0	125.0	16.8	12.0	5.47	2.36	30	0.95	38	0.000
4	-1.1	0.0	0.0	125.0	16.0	11.2	4.26	2.36	35	1.15	38	0.000
12	0.1	2.9	0.5	112.7	34.3	24.8	3.08	5.03	0	0.03	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.99^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.034$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.017$

Dati

$H_m = 1.43$ m
 $C = 1.36$ m
 $F = 0.65$ m
 $M = 0.50$ m
 $N = 0.86$ m
 $P = 1.30$ m
 $Q = 0.22$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u17NM

Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$

$H_0 = 1.75$ m
 $H = 1.43$ m
 $S_0 = 0.4$ kN/m²
 $\phi = 30^\circ$
 $R_0 = 0.550$
 $a_{max}/g = 0.090$
 $\beta_m = 0.38$
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0.337$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

$H = 1.43$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$O_3 = 5.82^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.319$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.82$

(Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	6.2	7.0	0.6	1.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.2	0.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.4	0.4	10.5	9.1
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.9	1.3	25.9	31.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.4	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.8	0.2	21.7	14.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-3.2*	-0.8*	0.0*	0.0*
*non sommati				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 11.7	M₉ = 9.7	P₉ = 58.7	M₈ = 56.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 8.6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.17$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 50.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.36$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.037$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 8.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (58.7 \cdot 0.55 + 3.2) / 1.0 = 35.5 > E_d = 11.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 18$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 11$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.05
 $K_0 = 0.319$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	2.1	2.1	7.3	4.2	42.5	36.2	113.7	13.7	45°, 1.0	2.85	4.62	5.03	6.25	66.9	109.8
2	1.3	1.3	0.0	4.1	21.5	16.8	125.0	125.0	45°, 1.0	2.84	6.88	2.36	13.46	44.9	112.7
3	-0.6	-0.6	0.0	0.6	16.8	12.0	125.0	125.0	-	2.38	5.47	2.36	0.00	-18.3	74.0
4	-0.8	-0.8	0.0	0.9	15.5	10.7	125.0	125.0	-	2.02	4.12	2.36	0.00	-15.5	66.1
12	0.2	0.2	2.9	0.7	34.3	24.8	112.7	12.7	73°, 1.0	2.35	3.08	5.03	3.96	34.0	42.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

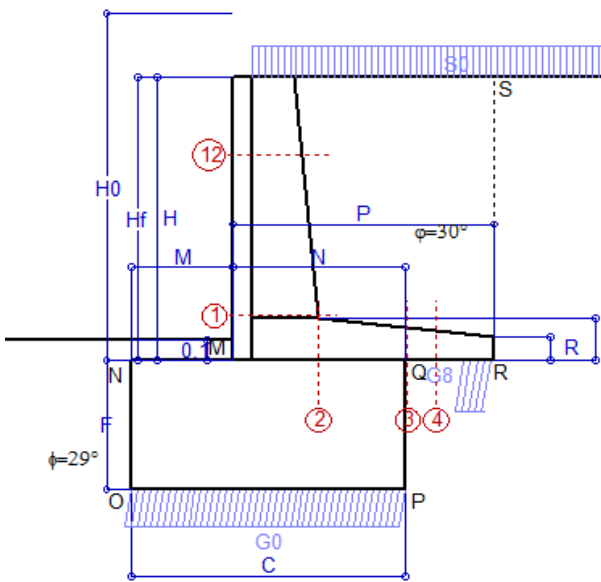
Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiareddu (CA)

Comune di Capoterra



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3.01^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.051$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.026$

Dati

$H_m = 1.43$ m
 $C = 1.36$ m
 $F = 0.65$ m
 $M = 0.50$ m
 $N = 0.86$ m
 $P = 1.30$ m
 $Q = 0.22$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u17NM

Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$
 $H_0 = 1.75$ m
 $H = 1.43$ m
 $S_0 = 0.4$ kN/m²
 $\phi = 30^\circ$
 $R_0 = 0.550$
 $a_{max}/g = 0.090$
 $\beta_m = 0.57$
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.342$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 1.43$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8.62^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.331$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.79$
(Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	6.2	7.0	0.9	1.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.2	0.3	0.0	0.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.6	10.4	9.0
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	1.3	1.9	25.7	31.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.6	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.1	0.4	21.5	14.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-3.1*	-0.8*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 13.0	M₉ = 10.8	P₉ = 58.5	M₈ = 57.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 7.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 50.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.36$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.037$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 9.6^\circ$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (57 + 0.8) / 1.0 = 57.8 > E_d = 10.8$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (23.9) / 1.0 = 23.9 > E_d = 4.4$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 18$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 12$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.331$
Freccia in cima al pannello mm 0.06

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	2.2	2.2	7.3	4.4	42.5	36.2	113.7	13.7	45°, 1.0	2.85	4.62	5.03	6.25	66.9	109.7
2	1.4	1.4	0.0	4.0	21.5	16.8	125.0	125.0	45°, 1.0	2.84	6.88	2.36	13.46	44.9	112.7
3	-0.3	-0.3	0.0	1.2	16.8	12.0	125.0	125.0	-	2.38	5.47	2.36	0.00	-18.3	74.0
4	-0.7	-0.7	0.0	0.8	15.2	10.4	125.0	125.0	-	1.97	4.02	2.36	0.00	-15.0	64.0
12	0.2	0.2	2.9	0.8	34.3	24.8	112.7	12.7	73°, 1.0	2.35	3.08	5.03	3.96	34.0	42.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiareddu (CA) Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

Prefabbricato tipo u17NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Ghiaie sabbiose alluvionali e sabbie litorali			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	29.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5061
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	8.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.10		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.65		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

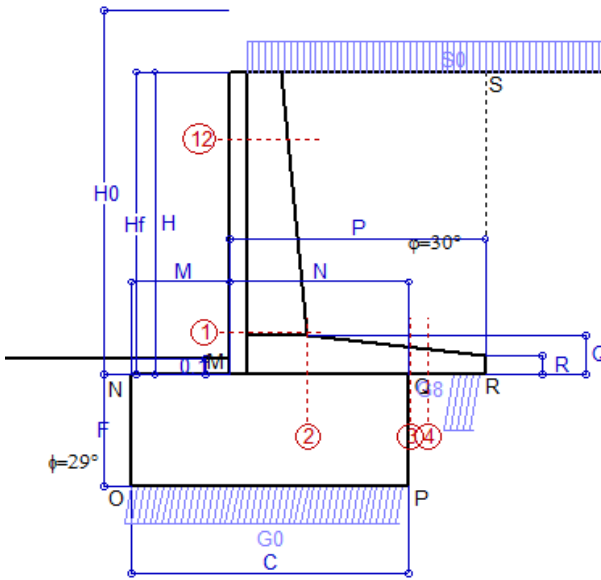
Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)				Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m		67.5	50.1
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi		9.49°	8.29°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m		11.3	7.3
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m		1.36	1.36
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad		0.5061	0.5061
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m		0.68	0.68
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m		0.75	0.75
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²		79.53	81.83
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$			16.44	16.44
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$			1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$			1.16	1.16
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!			0.69	0.73
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$			-	0.978
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²		0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$			27.86	27.86
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$			0.67	0.71
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$			-	0.988
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²		60.77	64.13
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$			19.34	19.34
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$			1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$			1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!			0.58	0.62
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$			-	0.978
Verifica della capacità portante					
q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa		0.140	0.146
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali			1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN		136.3	165.4
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN		67.5	50.1
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiareddu (CA)



Dati

$H_m = 1.87 \text{ m}$	Prefabbricato tipo u22NM	$H_0 = 2.25 \text{ m}$
$C = 1.68 \text{ m}$	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.87 \text{ m}$
$F = 0.69 \text{ m}$	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0 \text{ kN/m}^2$
$M = 0.60 \text{ m}$	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.08 \text{ m}$	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0 \text{ kN/m}^3$
$P = 1.55 \text{ m}$	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$
$Q = 0.25 \text{ m}$	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.550$
$R = 0.12 \text{ m}$	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 1.87 \text{ m}$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	13.6	17.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	1.9	3.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	18.3	19.1
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	59.3	85.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.9	0.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	37.7	31.6
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 20.4$	$M_9 = 21.8$	$P_9 = 115.3$	$M_8 = 136.6$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 16.5 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.19 \text{ m}$
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 98.8 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.68 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0.059 \text{ MPa}$
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 10.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (115.3 * 0.55) / 1.1 = 57.6 > E_d = 20.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (136.6) / 1.15 = 118.8 > E_d = 21.8$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (58.4) / 1.15 = 50.8 > E_d = 10.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 39 \text{ kN}$ Lato monte (punto Q) $G_7 = 22 \text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	6.8	6.8	14.1	9.8	47.2	40.5	114.2	14.2	45°, 1.0	3.13	5.34	5.03	7.61	85.8	147.8
2	4.4	4.4	0.0	12.3	24.5	19.7	125.0	125.0	45°, 1.0	3.30	8.42	3.05	15.63	63.0	153.3
3	-1.2	-1.2	0.0	1.2	17.4	12.6	125.0	125.0	-	2.67	5.99	3.05	0.00	-22.0	77.7
4	-1.6	-1.6	0.0	1.8	16.0	11.1	125.0	125.0	-	2.23	4.31	3.05	0.00	-18.7	68.8
12	0.3	0.4	4.4	1.2	35.0	25.5	112.6	12.6	73°, 1.0	2.36	3.08	5.03	3.96	34.7	43.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

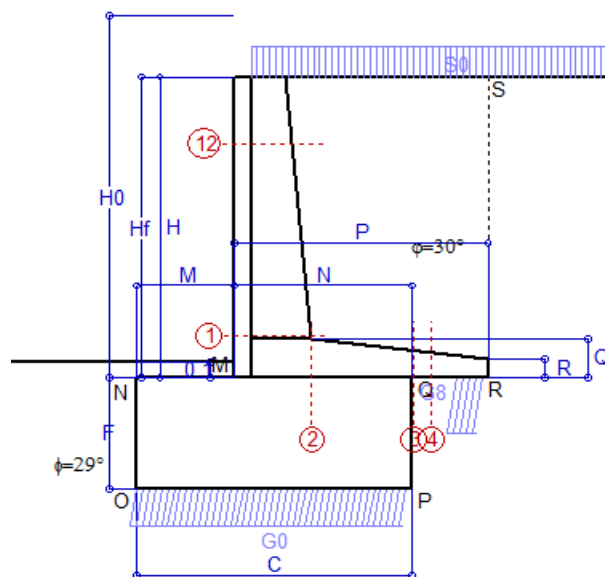
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 19



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 1.87$ m	Prefabbricato tipo u22NM	$H_0 = 2.25$ m
$C = 1.68$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.87$ m
$F = 0.69$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0$ kN/m ²
$N = 1.08$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.25$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.87$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
10.49	13.78	0.00	0.00
1.25	2.03	0.00	0.00
0.00	0.00	14.11	14.69
0.00	0.00	45.11	65.42
3.75	0.64	0.00	0.00
0.00	0.00	28.98	24.34
$S_9 = 15.48$	$M_9 = 16.44$	$P_9 = 88.20$	$M_8 = 104.46$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	5.786
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.133
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	12.72 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.19 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	75.48 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.68 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.045 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	10.0°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	5.2	10.8	8.4	114.2	47.2	40.5	5.34	5.03	20	0.59	38	0.000
2	3.4	0.0	11.5	125.0	24.5	19.7	8.42	3.05	21	0.81	38	0.000
3	-1.0	0.0	0.0	125.0	17.4	12.6	5.99	3.05	23	0.78	38	0.000
4	-1.3	0.0	0.0	125.0	16.1	11.2	4.33	3.05	34	1.21	38	0.000
12	0.2	3.3	0.8	112.6	35.0	25.5	3.08	5.03	0	0.05	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

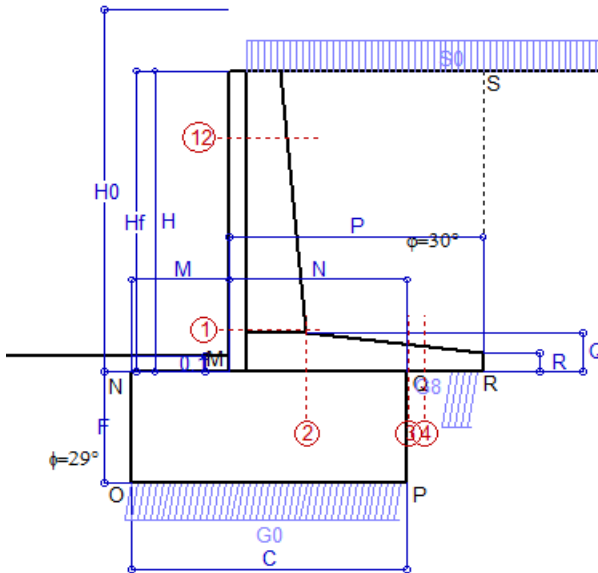
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 19



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 1.87$ m	Prefabbricato tipo u22NM	$H_0 = 2.25$ m
$C = 1.68$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.87$ m
$F = 0.69$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 1.5$ kN/m ²
$N = 1.08$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.25$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.87$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
10.49	13.78	0.00	0.00
0.94	1.52	0.00	0.00
0.00	0.00	14.11	14.69
0.00	0.00	44.34	64.36
3.72	0.63	0.00	0.00
0.00	0.00	28.98	24.34
$S_9 = 15.15$	$M_9 = 15.93$	$P_9 = 87.43$	$M_8 = 103.39$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	5.932
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.175
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	12.80 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.19 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	74.63 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.68 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.044 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	9.8°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	4.9	10.7	8.1	114.2	47.2	40.5	5.34	5.03	19	0.57	38	0.000
2	3.2	0.0	11.2	125.0	24.5	19.7	8.42	3.05	21	0.78	38	0.000
3	-1.1	0.0	0.0	125.0	17.4	12.6	5.99	3.05	25	0.85	38	0.000
4	-1.3	0.0	0.0	125.0	16.1	11.3	4.35	3.05	36	1.25	38	0.000
12	0.2	3.3	0.8	112.6	35.0	25.5	3.08	5.03	0	0.04	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

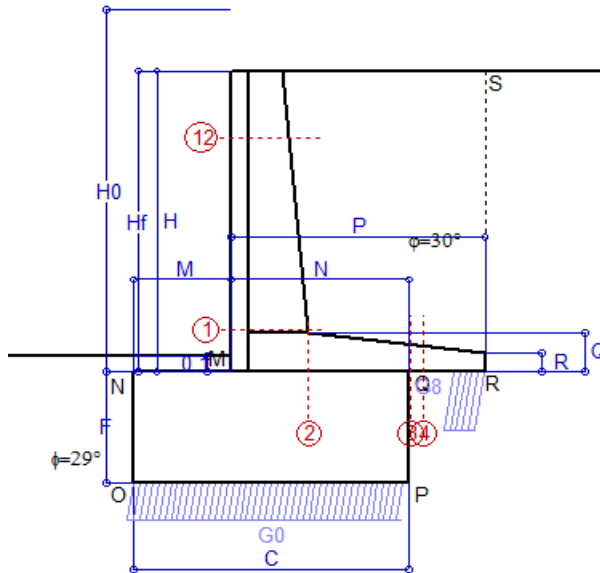
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 1.87$ m	Prefabbricato tipo u22NM	$H_0 = 2.25$ m
$C = 1.68$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.87$ m
$F = 0.69$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.08$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.25$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.87$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
10.49	13.78	0.00	0.00
0.00	0.00	14.11	14.69
0.00	0.00	42.01	61.16
3.64	0.62	0.00	0.00
0.00	0.00	28.98	24.34
$S_9 = 14.13$	$M_9 = 14.40$	$P_9 = 85.10$	$M_8 = 100.19$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	6.450
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.312
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	13.02 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.19 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	72.08 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.68 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.043 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	9.4°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.10

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.297$

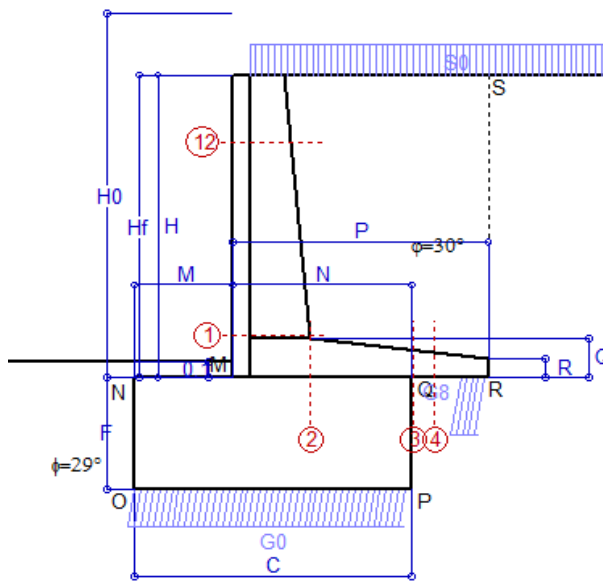
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	4.3	10.4	7.3	114.2	47.2	40.5	5.34	5.03	16	0.50	38	0.000
2	2.8	0.0	10.5	125.0	24.5	19.7	8.42	3.05	18	0.68	38	0.000
3	-1.3	0.0	0.0	125.0	17.4	12.6	5.99	3.05	32	1.08	38	0.000
4	-1.5	0.0	0.0	125.0	16.4	11.5	4.43	3.05	40	1.37	38	0.000
12	0.1	3.2	0.5	112.6	35.0	25.5	3.08	5.03	0	0.03	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.99^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.034$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.017$

Dati

$H_m = 1.87$ m
 $C = 1.68$ m
 $F = 0.69$ m
 $M = 0.60$ m
 $N = 1.08$ m
 $P = 1.55$ m
 $Q = 0.25$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo**Prefabbricato tipo u22NM**

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

 $a_g/g = 0.06$

$H_0 = 2.25$ m
 $H = 1.87$ m
 $S_0 = 0.4$ kN/m²
 $\phi = 30^\circ$
 $R_0 = 0.550$
 $a_{max}/g = 0.090$
 $\beta_m = 0.38$
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

 $K_1 = 0.337$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

 $H = 1.87$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

 $O_3 = 5.82^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

 $K_3 = 0.319$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

 $K_p = 2.82$ (Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	10.6	13.9	1.1	2.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.3	0.4	0.0	0.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.6	13.9	14.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	1.4	2.5	41.9	61.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.2	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.0	0.3	28.5	23.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-3.5*	-0.9*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 17.9	M₉ = 18.4	P₉ = 85.4	M₈ = 101.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 11.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.17$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 74.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.68$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.044$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 9.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (85.4 * 0.55 + 3.5) / 1.0 = 50.5 > E_d = 17.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 28$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 17$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.14
 $K_0 = 0.319$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	5.0	5.0	10.7	7.4	47.2	40.5	114.2	14.2	45°, 1.0	3.11	5.34	5.03	7.61	85.4	149.0
2	3.2	3.2	0.0	8.9	24.5	19.7	125.0	125.0	45°, 1.0	3.30	8.42	3.05	15.63	63.0	153.3
3	-0.7	-0.7	0.0	1.4	17.4	12.6	125.0	125.0	-	2.67	5.99	3.05	0.00	-22.0	77.7
4	-1.1	-1.1	0.0	1.3	15.8	10.9	125.0	125.0	-	2.20	4.24	3.05	0.00	-18.3	67.3
12	0.2	0.3	3.3	0.8	35.0	25.5	112.6	12.6	73°, 1.0	2.36	3.08	5.03	3.96	34.7	43.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

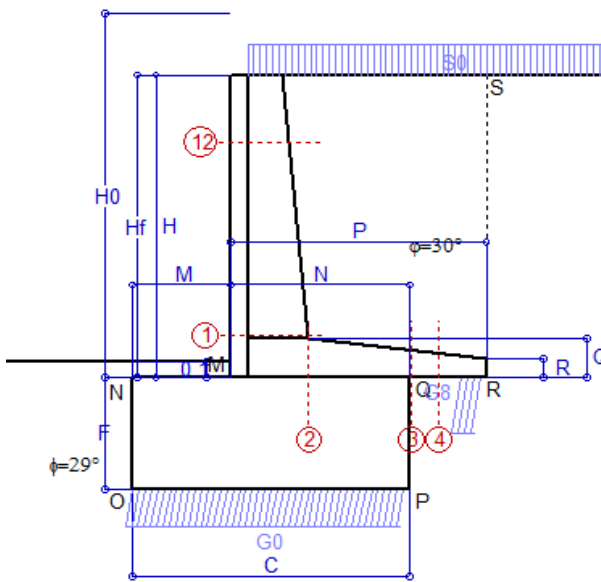
Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiareddu (CA)

Comune di Capoterra



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3.01^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.051$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.026$

Dati

$H_m = 1.87 \text{ m}$
 $C = 1.68 \text{ m}$
 $F = 0.69 \text{ m}$
 $M = 0.60 \text{ m}$
 $N = 1.08 \text{ m}$
 $P = 1.55 \text{ m}$
 $Q = 0.25 \text{ m}$
 $U_1 = 0.0 \text{ m}$
 $R = 0.12 \text{ m}$

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u22NM

Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$

$H_0 = 2.25 \text{ m}$
 $H = 1.87 \text{ m}$
 $S_0 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 30^\circ$
 $R_0 = 0.550$
 $a_{\max}/g = 0.090$
 $\beta_m = 0.57$
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0.342$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

$H = 1.87 \text{ m}$

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$O_3 = 8.62^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.331$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.79$

(Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	10.6	14.0	1.6	3.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.3	0.4	0.0	0.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.7	0.9	13.7	14.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	2.2	3.7	41.5	60.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.5	0.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.5	0.5	28.2	23.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-3.5*	-0.9*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 19.7	M₉ = 20.3	P₉ = 85.2	M₈ = 102.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G8 = 10.0 \text{ kN}$ Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.15 \text{ m}$
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G0 = 75.1 \text{ kN}$ Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.68 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.045 \text{ MPa}$
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 10.8^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (102 + 0.9) / 1.0 = 102.9 > E_d = 20.3$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (44.1) / 1.0 = 44.1 > E_d = 9.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G6 = 29 \text{ kN}$ Lato monte (punto Q) $G7 = 18 \text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.15

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

$K_0 = 0.331$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	$M_{Ed} (1)$ sulla sez. naturale	$M_{Ed} (1)$ sulla sez. traslata	$N_{Ed} (2)$	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe		M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m		kN.m	kN
1	5.3	5.3	10.8	7.7	47.2	40.5	114.2	14.2	45°, 1.0	3.11	5.34	5.03	7.61		85.4	148.9
2	3.4	3.4	0.0	8.8	24.5	19.7	125.0	125.0	45°, 1.0	3.30	8.42	3.05	15.63		63.0	153.3
3	-0.2	-0.2	0.0	2.4	17.4	12.6	125.0	125.0	-	2.67	5.99	3.05	0.00		-22.0	77.7
4	-0.9	-0.9	0.0	1.1	15.4	10.5	125.0	125.0	-	2.15	4.12	3.05	0.00		-17.7	64.9
12	0.2	0.3	3.3	0.8	35.0	25.5	112.6	12.6	73°, 1.0	2.36	3.08	5.03	3.96		34.7	43.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiareddu (CA) Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

Prefabbricato tipo u22NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Ghiaie sabbiose alluvionali e sabbie litorali			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	29.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5061
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	8.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.10		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.69		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

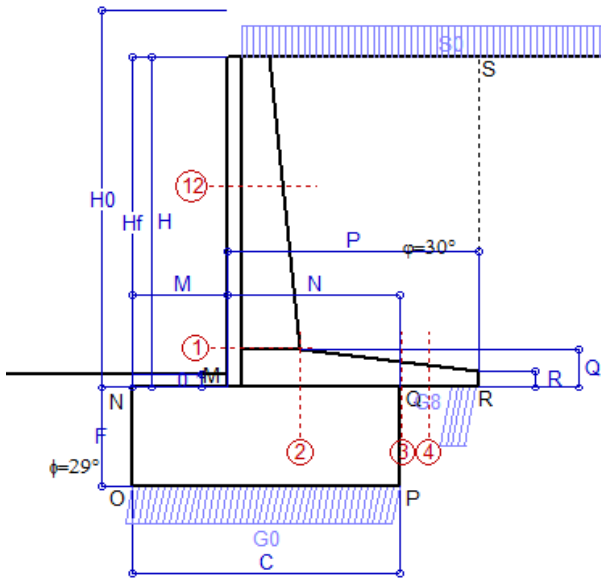
Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)				Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m		98.8	74.1
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi		10.02°	9.55°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m		17.5	12.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m		1.68	1.68
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad		0.5061	0.5061
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m		0.84	0.84
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m		0.79	0.79
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²		80.17	80.02
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$			16.44	16.44
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$			1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$			1.14	1.14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!			0.68	0.69
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$			-	0.978
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²		0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$			27.86	27.86
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.15	1.15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$			0.66	0.67
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$			-	0.988
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²		72.50	73.11
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$			19.34	19.34
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$			1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$			1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!			0.56	0.58
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$			-	0.978
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa		0.153	0.153
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali			1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN		183.2	214.4
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN		98.8	74.1
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiareddu (CA)



Dati

$H_m = 2.41$ m	Prefabbricato tipo u27NM	$H_0 = 2.75$ m
$C = 1.92$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.41$ m
$F = 0.72$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0$ kN/m ²
$M = 0.68$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.24$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.28$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.550$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.41$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	22.7	34.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	2.4	4.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	23.3	27.7
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	90.2	149.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.8	0.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	44.9	43.1
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 29.9$	$M_9 = 40.0$	$P_9 = 158.4$	$M_8 = 219.8$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 21.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 136.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.92$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0.071$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 10.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (158.4 * 0.55) / 1.1 = 79.2 > E_d = 29.9$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (219.8) / 1.15 = 191.1 > E_d = 40$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (99.6) / 1.15 = 86.6 > E_d = 21.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 58$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 34$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$ Freccia in cima al pannello mm 0.49

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	15.1	15.1	19.8	16.2	51.8	45.2	114.7	14.7	45°, 1.0	3.58	6.69	5.59	6.82	118.9	145.2
2	9.8	9.8	0.0	20.4	27.5	22.6	125.0	125.0	45°, 1.0	3.87	10.52	3.83	13.62	88.9	153.3
3	-0.7	-0.7	0.0	5.4	18.8	13.7	125.0	125.0	-	3.08	7.57	3.83	7.59	-28.5	84.7
4	-2.3	-2.3	0.0	2.7	16.3	11.3	125.0	125.0	-	2.62	5.36	3.83	0.00	-23.6	69.7
12	1.9	2.4	8.2	4.3	39.8	33.0	113.3	13.3	73°, 1.0	2.73	4.02	5.59	3.96	54.6	54.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

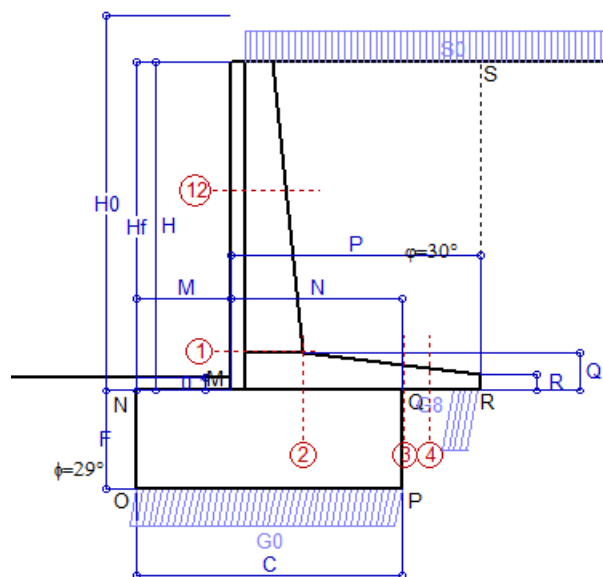
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 2.41$ m	Prefabbricato tipo u27NM	$H_0 = 2.75$ m
$C = 1.92$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.41$ m
$F = 0.72$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 30^\circ$
$M = 0.68$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0$ kN/m ²
$N = 1.24$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.28$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.41$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
17.42	26.54	0.00	0.00
1.61	3.09	0.00	0.00
0.00	0.00	17.90	21.33
0.00	0.00	68.80	113.70
3.73	0.64	0.00	0.00
0.00	0.00	34.56	33.18
$S_9 = 22.76$	$M_9 = 30.28$	$P_9 = 121.26$	$M_8 = 168.21$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	4.775
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.931
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	16.71 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.19 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	104.55 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.92 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.054 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	10.6°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.31

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	11.5	15.1	14.4	114.7	51.8	45.2	6.69	5.59	33	0.96	38	0.000
2	7.5	0.0	19.8	125.0	27.5	22.6	10.52	3.83	33	1.32	40	0.000
3	-0.7	0.0	3.3	125.0	18.8	13.7	7.57	3.83	12	0.43	40	0.000
4	-1.8	0.0	0.0	125.0	16.4	11.3	5.38	3.83	37	1.49	40	0.000
12	1.4	6.3	3.5	113.3	39.8	33.0	4.02	5.59	7	0.26	38	0.000

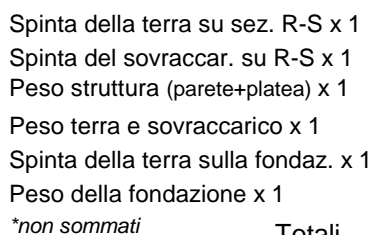
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



$H_m = 2.41 \text{ m}$	Prefabbricato tipo u27NM	$H_0 = 2.75 \text{ m}$
$C = 1.92 \text{ m}$	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.41 \text{ m}$
$F = 0.72 \text{ m}$	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.68 \text{ m}$	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 1.5 \text{ kN/m}^2$
$N = 1.24 \text{ m}$	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0 \text{ kN/m}^3$
$P = 1.80 \text{ m}$	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$
$Q = 0.28 \text{ m}$	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 =$	2.41 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.297

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
17.42	26.54	0.00	0.00
1.21	2.32	0.00	0.00
0.00	0.00	17.90	21.33
0.00	0.00	67.90	112.28
3.70	0.64	0.00	0.00
0.00	0.00	34.56	33.18
S₉ =	M₉=	P₉ =	M₈=
22.33	29.50	120.36	166.79

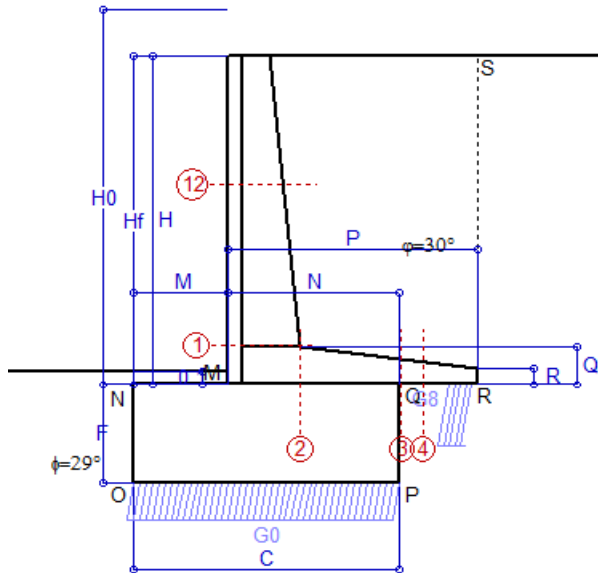
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.5^\circ$

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.297$

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 2.41$ m	Prefabbricato tipo u27NM	$H_0 = 2.75$ m
$C = 1.92$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.41$ m
$F = 0.72$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 30^\circ$
$M = 0.68$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.24$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.28$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.41$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
17.42	26.54	0.00	0.00
0.00	0.00	17.90	21.33
0.00	0.00	65.20	108.01
3.64	0.63	0.00	0.00
0.00	0.00	34.56	33.18
$S_9 = 21.07$	$M_9 = 27.17$	$P_9 = 117.66$	$M_8 = 162.52$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	5.204
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.071
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 17.35$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.20 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 100.31$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.92 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.052 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	10.2°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.26

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.297$

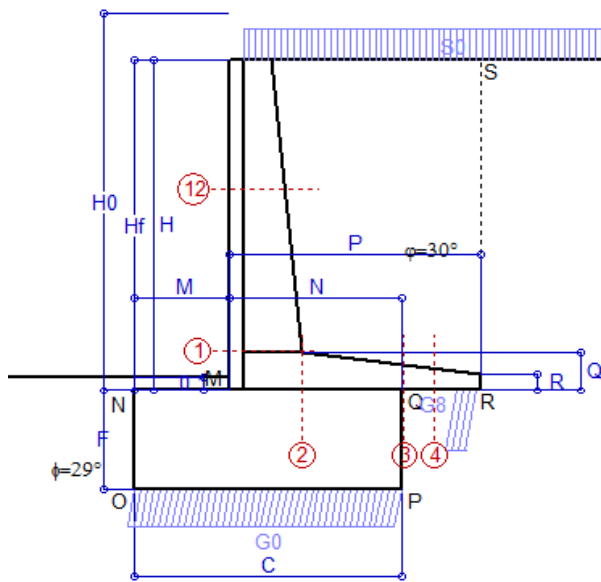
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	9.9	14.6	13.0	114.7	51.8	45.2	6.69	5.59	28	0.84	38	0.000
2	6.5	0.0	18.5	125.0	27.5	22.6	10.52	3.83	29	1.14	40	0.000
3	-1.3	0.0	1.5	125.0	18.8	13.7	7.57	3.83	24	0.86	40	0.000
4	-2.1	0.0	0.0	125.0	16.8	11.7	5.49	3.83	43	1.68	40	0.000
12	1.1	6.0	2.8	113.3	39.8	33.0	4.02	5.59	5	0.20	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.99^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.034$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.017$

Dati

$H_m = 2.41$ m
 $C = 1.92$ m
 $F = 0.72$ m
 $M = 0.68$ m
 $N = 1.24$ m
 $P = 1.80$ m
 $Q = 0.28$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u27NM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$

$H_0 = 2.75$ m
 $H = 2.41$ m
 $S_0 = 0.4$ kN/m²
 $\phi = 30^\circ$
 $R_0 = 0.550$
 $a_{max}/g = 0.090$
 $\beta_m = 0.38$
 $I_g = 0.0\%$
 $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0.337$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

$H = 2.41$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$O_3 = 5.82^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.319$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.82$

(Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	17.5	26.7	1.8	4.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.3	0.6	0.0	0.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	0.9	17.6	21.0
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	2.2	4.5	64.8	107.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.2	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.2	0.4	34.0	32.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-3.8*	-1.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 26.1	M₉ = 33.9	P₉ = 118.2	M₈ = 165.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G8 = 14.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.17$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G0 = 103.5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.92$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.054$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 10.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (118.2 * 0.55 + 3.8) / 1.0 = 68.8 > Ed = 26.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G6 = 43$ kN Lato monte (punto Q) $G7 = 26$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.36
 $K_0 = 0.319$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	11.3	11.3	15.1	12.5	51.8	45.2	114.7	14.7	45°, 1.0	3.55	6.69	5.59	6.82	118.4	147.0
2	7.3	7.3	0.0	14.9	27.5	22.6	125.0	125.0	45°, 1.0	3.87	10.52	3.83	13.62	88.9	153.3
3	0.0	0.0	0.0	5.0	18.8	13.7	125.0	125.0	-	3.08	7.57	3.83	7.59	-28.5	84.7
4	-1.5	-1.5	0.0	1.8	16.0	11.0	125.0	125.0	-	2.58	5.26	3.83	0.00	-23.0	67.6
12	1.3	1.7	6.2	3.1	39.8	33.0	113.3	13.3	73°, 1.0	2.72	4.02	5.59	3.96	54.4	55.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

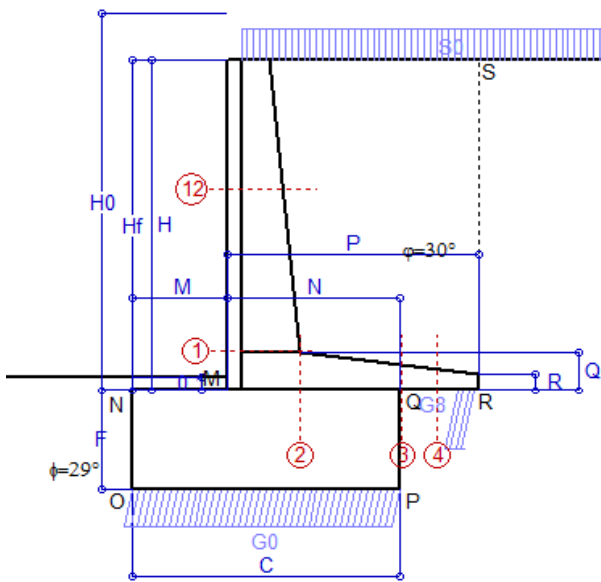
Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiareddu (CA)

Comune di Capoterra



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3.01^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.051$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.026$

Dati

$H_m = 2.41$ m
 $C = 1.92$ m
 $F = 0.72$ m
 $M = 0.68$ m
 $N = 1.24$ m
 $P = 1.80$ m
 $Q = 0.28$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u27NM

Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$

$H_0 = 2.75$ m
 $H = 2.41$ m
 $S_0 = 0.4$ kN/m²
 $\phi = 30^\circ$
 $R_0 = 0.550$
 $a_{max}/g = 0.090$
 $\beta_m = 0.57$
 $I_g = 0.0\%$
 $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0.342$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

$H = 2.41$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$O_3 = 8.62^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.331$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.79$

(Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	17.7	26.9	2.7	6.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.3	0.6	0.0	0.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.9	1.3	17.4	20.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	3.3	6.8	64.2	106.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.6	0.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.8	0.6	33.7	32.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-3.8*	-1.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 28.6	M₉ = 37.1	P₉ = 118.1	M₈ = 166.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 13.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 105.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.92$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.055$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 11.9^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (166.2 + 1) / 1.0 = 167.3 > E_d = 37.1$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (76.5) / 1.0 = 76.5 > E_d = 19.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 44$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 28$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.39
 $K_0 = 0.331$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	11.9	11.9	15.3	13.0	51.8	45.2	114.7	14.7	45°, 1.0	3.55	6.69	5.59	6.82	118.4	146.7
2	7.7	7.7	0.0	14.7	27.5	22.6	125.0	125.0	45°, 1.0	3.87	10.52	3.83	13.62	88.9	153.3
3	0.8	0.8	0.0	6.3	18.8	13.9	125.0	125.0	-	3.18	7.57	3.83	7.59	42.5	92.1
4	-1.2	-1.2	0.0	1.5	15.6	10.5	125.0	125.0	-	2.52	5.12	3.83	0.00	-22.2	64.9
12	1.4	1.8	6.2	3.3	39.8	33.0	113.3	13.3	73°, 1.0	2.72	4.02	5.59	3.96	54.4	55.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiareddu (CA) Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

Prefabbricato tipo u27NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Ghiaie sabbiose alluvionali e sabbie litorali			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	29.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5061
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	8.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.10		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.72		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

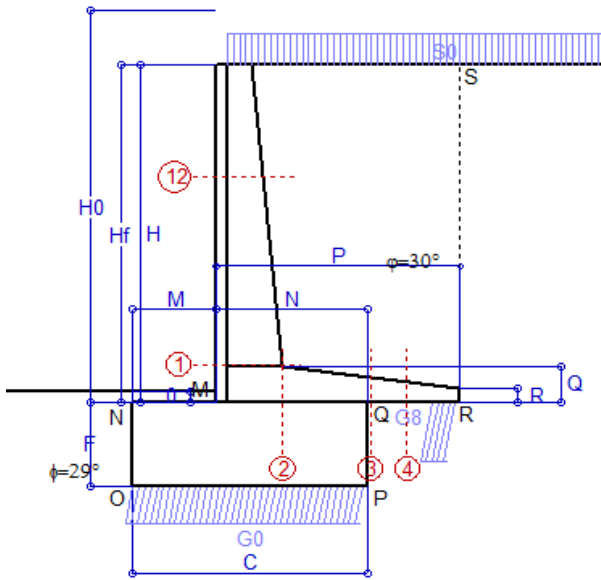
Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)				Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m		136.8	103.5
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi		10.69°	10.70°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m		25.8	19.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m		1.92	1.92
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad		0.5061	0.5061
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m		0.96	0.96
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m		0.82	0.82
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²		79.89	78.13
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$			16.44	16.44
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$			1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$			1.13	1.13
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!			0.66	0.66
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$			-	0.978
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²		0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$			27.86	27.86
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.13	1.13
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$			0.64	0.64
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$			-	0.988
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²		79.26	77.51
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$			19.34	19.34
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$			1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)			1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$			1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$			1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!			0.53	0.53
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$			-	0.978
Verifica della capacità portante					
q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa		0.159	0.156
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali			1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN		218.3	249.0
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN		136.8	103.5
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P 92 - Macchiareddu (CA)



Dati

$H_m = 3.01$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 2.07$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.01$ m
$F = 0.75$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0$ kN/m ²
$M = 0.73$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.34$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.550$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.01$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	35.3	62.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	3.0	6.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	31.2	41.9
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	135.4	254.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.3	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	50.5	52.2
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 41.7$	$M_9 = 69.4$	$P_9 = 217.1$	$M_8 = 348.9$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G8 = 34.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.25$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G0 = 182.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.07$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0.088$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 10.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (217.1 * 0.55) / 1.1 = 108.5 > Ed = 41.7$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (348.9) / 1.15 = 303.4 > Ed = 69.4$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = (175.1) / 1.15 = 152.2 > Ed = 40$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G6 = 84$ kN Lato monte (punto Q) $G7 = 48$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$ Freccia in cima al pannello mm 0.89

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	29.8	29.8	28.3	25.0	58.6	51.6	115.1	15.1	45°, 1.0	4.09	8.04	6.16	5.97	163.0	141.7
2	19.4	19.4	0.0	28.7	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.58	13.38	4.52	11.40	133.1	161.5
3	0.5	0.5	0.0	15.0	22.4	17.4	125.0	125.0	-	3.69	10.08	4.52	8.03	66.2	117.7
4	-4.8	-4.8	0.0	5.3	18.0	12.9	125.0	125.0	-	3.00	6.02	4.52	0.00	-29.6	79.7
12	2.2	2.8	9.5	4.7	41.6	34.8	113.3	13.3	73°, 1.0	2.82	4.02	6.16	3.96	57.6	57.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

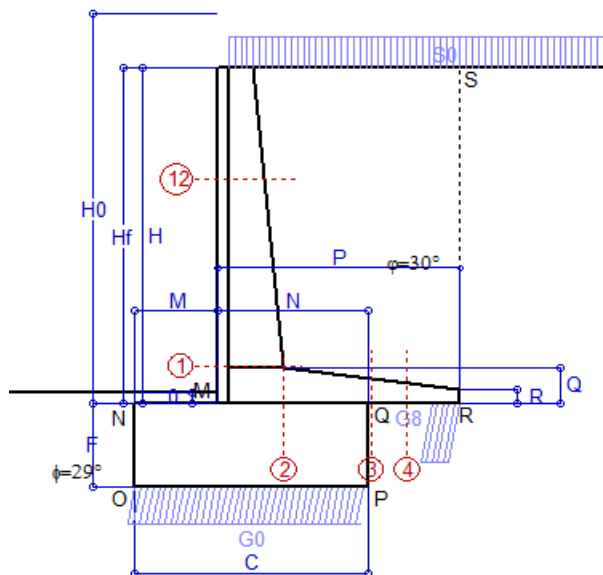
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 3.01$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 2.07$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.01$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 30^\circ$
$M = 0.73$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0$ kN/m ²
$N = 1.34$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.01$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
27.18	47.66	0.00	0.00
2.01	4.53	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	32.22
0.00	0.00	103.52	194.82
2.56	0.48	0.00	0.00
0.00	0.00	38.81	40.17
$S_9 = 31.74$	$M_9 = 52.66$	$P_9 = 166.31$	$M_8 = 267.21$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	4.423
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.882
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	26.89 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.25 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	139.42 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.07 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.067 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	10.8°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.57

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	22.7	21.7	22.9	115.1	58.6	51.6	8.04	6.16	50	1.40	38	0.000
2	14.8	0.0	29.4	125.0	32.0	27.0	13.38	4.52	44	1.77	40	0.000
3	0.2	0.0	11.5	125.0	22.4	17.4	10.08	4.52	1	0.05	40	0.000
4	-3.8	0.0	0.0	125.0	18.1	13.0	6.04	4.52	62	2.41	40	0.000
12	1.6	7.3	3.8	113.3	41.6	34.8	4.02	6.16	8	0.28	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

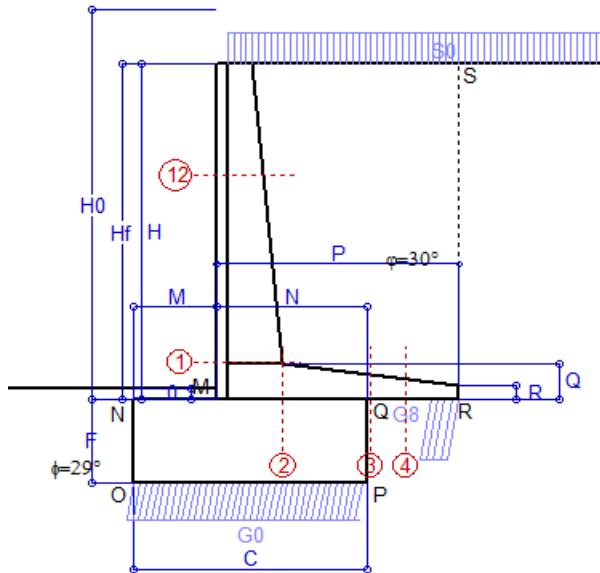
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 3.01$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 2.07$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.01$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 30^\circ$
$M = 0.73$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 1.5$ kN/m ²
$N = 1.34$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.01$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
27.18	47.66	0.00	0.00
1.51	3.39	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	32.22
0.00	0.00	102.45	192.88
2.55	0.47	0.00	0.00
0.00	0.00	38.81	40.17
$S_9 = 31.23$	$M_9 = 51.52$	$P_9 = 165.24$	$M_8 = 265.27$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	4.497
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.910
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	27.07 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.25 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	138.17 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.07 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.067 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	10.7°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.55

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	22.1	21.5	22.4	115.1	58.6	51.6	8.04	6.16	48	1.36	38	0.000
2	14.4	0.0	29.0	125.0	32.0	27.0	13.38	4.52	43	1.72	40	0.000
3	-0.1	0.0	10.8	125.0	22.4	17.3	10.08	4.52	2	0.05	40	0.000
4	-3.9	0.0	0.0	125.0	18.2	13.1	6.07	4.52	63	2.46	40	0.000
12	1.5	7.2	3.6	113.3	41.6	34.8	4.02	6.16	7	0.27	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

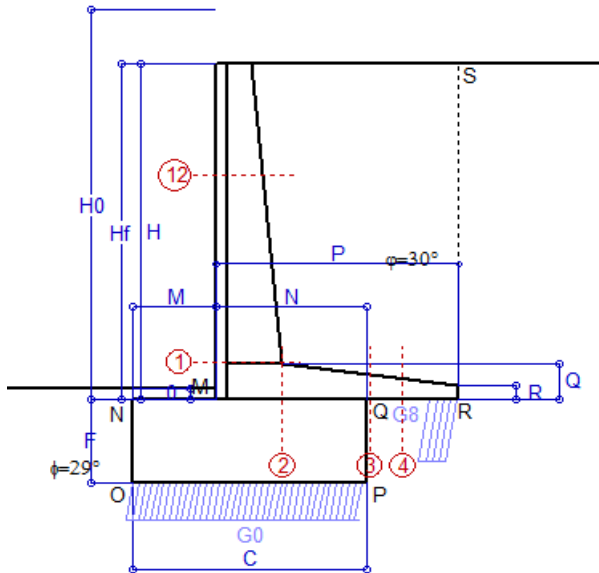
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 3.01$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 2.07$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.01$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.73$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.34$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.01$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
27.18	47.66	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	32.22
0.00	0.00	99.22	187.06
2.53	0.47	0.00	0.00
0.00	0.00	38.81	40.17
$S_9 = 29.71$	$M_9 = 48.13$	$P_9 = 162.01$	$M_8 = 259.45$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	4.743
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.000
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 27.62 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.25 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 134.39 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.07 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.065 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	10.4°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.50

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.297$

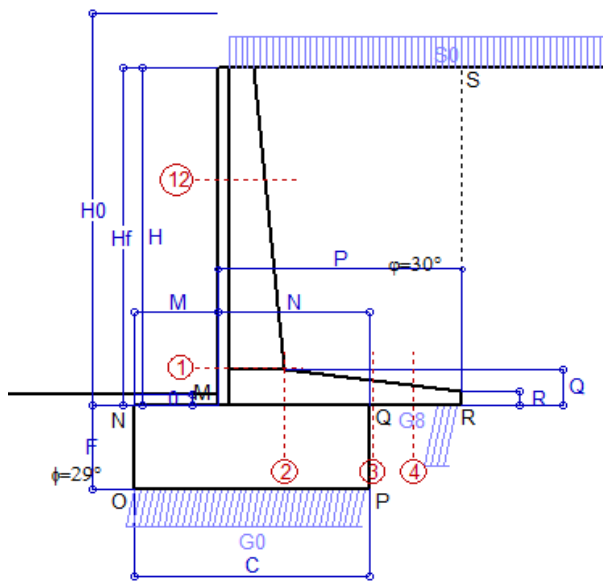
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	20.3	21.0	21.1	115.1	58.6	51.6	8.04	6.16	44	1.25	38	0.000
2	13.2	0.0	27.8	125.0	32.0	27.0	13.38	4.52	39	1.58	40	0.000
3	-1.1	0.0	9.0	125.0	22.4	17.3	10.08	4.52	14	0.46	40	0.000
4	-4.3	0.0	0.0	125.0	18.4	13.3	6.17	4.52	68	2.61	40	0.000
12	1.3	7.0	3.1	113.3	41.6	34.8	4.02	6.16	5	0.22	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.99^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.034$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.017$

Dati

$H_m = 3.01$ m
 $C = 2.07$ m
 $F = 0.75$ m
 $M = 0.73$ m
 $N = 1.34$ m
 $P = 2.15$ m
 $Q = 0.32$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u35NM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$
 $H_0 = 3.50$ m
 $H = 3.01$ m
 $S_0 = 0.4$ kN/m²
 $\phi = 30^\circ$
 $R_0 = 0.550$
 $a_{max}/g = 0.090$
 $\beta_m = 0.38$
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.337$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 3.01$ m
 $O_3 = 5.82^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.319$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.82$
 (Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	27.4	48.0	2.8	8.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.4	0.9	0.0	0.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.8	1.3	23.6	31.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	3.4	8.0	98.4	185.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.0	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.5	38.1	39.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-4.1*	-1.2*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 36.3	M₉ = 59.3	P₉ = 162.9	M₈ = 264.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 23.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.22$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 139.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2.07$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.067$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 11.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (162.9 \cdot 0.55 + 4.1) / 1.0 = 93.7 > E_d = 36.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 63$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 38$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.68
 $K_0 = 0.319$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	22.8	22.8	21.7	19.6	58.6	51.6	115.1	15.1	45°, 1.0	4.06	8.04	6.16	5.97	162.1	144.1
2	14.8	14.8	0.0	21.0	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.58	13.38	4.52	11.40	133.1	161.5
3	1.7	1.7	0.0	12.5	22.4	17.4	125.0	125.0	-	3.69	10.08	4.52	8.03	66.2	117.7
4	-3.2	-3.2	0.0	3.6	17.5	12.4	125.0	125.0	-	2.94	5.87	4.52	0.00	-28.7	76.9
12	1.6	2.0	7.2	3.4	41.6	34.8	113.3	13.3	73°, 1.0	2.80	4.02	6.16	3.96	57.4	58.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alpha)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

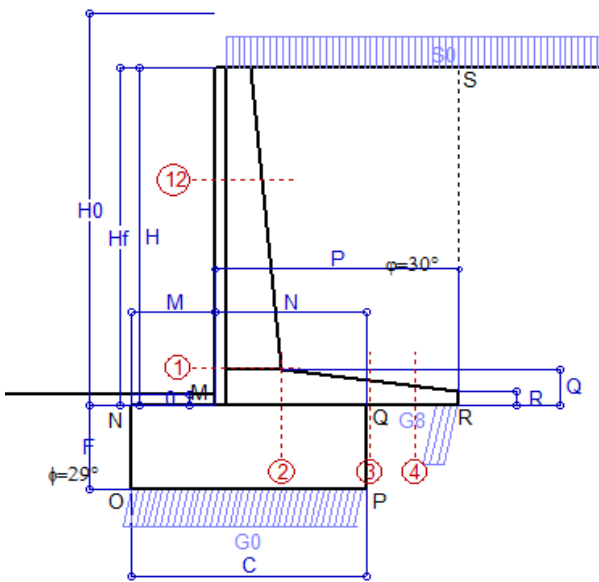
Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiarreddu (CA)

Comune di Cagliari



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3.01^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.051$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.026$

Dati

$H_m = 3.01$ m
 $C = 2.07$ m
 $F = 0.75$ m
 $M = 0.73$ m
 $N = 1.34$ m
 $P = 2.15$ m
 $Q = 0.32$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u35NM

Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$

$H_0 = 3.50$ m
 $H = 3.01$ m
 $S_0 = 0.4$ kN/m²
 $\phi = 30^\circ$
 $R_0 = 0.550$
 $a_{max}/g = 0.090$
 $\beta_m = 0.57$
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0.342$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

$H = 3.01$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$O_3 = 8.62^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.331$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.79$

(Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	27.6	48.4	4.2	12.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.4	0.9	0.1	0.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.2	2.0	23.4	31.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	5.1	12.1	97.5	183.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.3	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.0	0.7	37.8	39.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-4.0*	-1.1*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 39.6	M₉ = 64.7	P₉ = 162.9	M₈ = 266.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G8 = 21.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.20$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G0 = 141.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2.07$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.068$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12.3^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (266.5 + 1.1) / 1.0 = 267.7 > E_d = 64.7$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (136.1) / 1.0 = 136.1 > E_d = 37.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G6 = 63$ kN Lato monte (punto Q) $G7 = 40$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 0.72
 $K_0 = 0.331$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	23.9	23.9	22.0	20.4	58.6	51.6	115.1	15.1	45°, 1.0	4.06	8.04	6.16	5.97	162.2	143.7
2	15.5	15.5	0.0	20.7	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.58	13.38	4.52	11.40	133.1	161.5
3	3.2	3.2	0.0	13.9	22.4	17.4	125.0	125.0	-	3.69	10.08	4.52	8.03	66.2	117.7
4	-2.6	-2.6	0.0	3.1	17.1	12.0	125.0	125.0	-	2.88	5.71	4.52	0.00	-27.6	73.8
12	1.7	2.2	7.2	3.6	41.6	34.8	113.3	13.3	73°, 1.0	2.80	4.02	6.16	3.96	57.4	58.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P 92 - Macchiareddu (CA) Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

Prefabbricato tipo u35NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Ghiaie sabbiose alluvionali e sabbie litorali			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	29.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5061
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	8.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.10		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.75		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

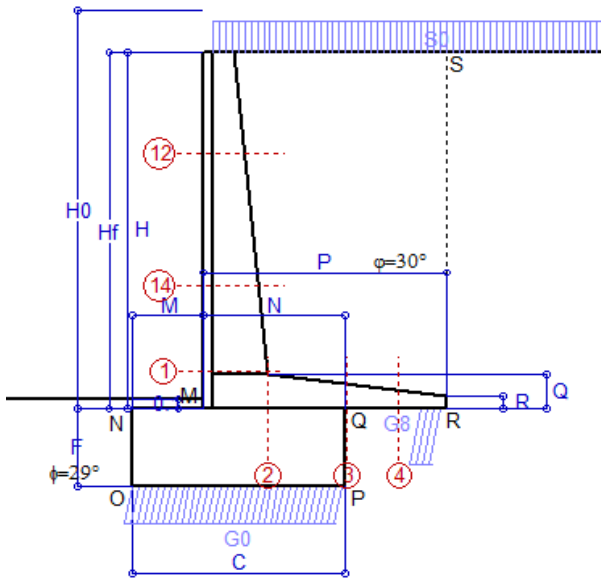
Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	182.3	139.0
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	10.87°	11.19°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	35.0	27.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.07	2.07
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5061	0.5061
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.03	1.03
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.85	0.85
Termini della formula di Brinck-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	81.83	78.86
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		16.44	16.44
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.12	1.12
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!		0.65	0.64
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.978
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		27.86	27.86
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.13	1.13
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.63	0.62
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.988
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	84.48	80.82
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		19.34	19.34
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!		0.53	0.52
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.978
Verifica della capacità portante				
q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.166	0.160
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	245.9	275.4
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	182.3	139.0
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P 92 - Macchiareddu (CA)



Dati

$H_m = 3.58 \text{ m}$	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00 \text{ m}$
$C = 2.10 \text{ m}$	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.58 \text{ m}$
$F = 0.78 \text{ m}$	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0 \text{ kN/m}^2$
$M = 0.70 \text{ m}$	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30.00^\circ$
$N = 1.40 \text{ m}$	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0 \text{ kN/m}^3$
$P = 2.40 \text{ m}$	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$
$Q = 0.35 \text{ m}$	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.550$
$R = 0.12 \text{ m}$	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.58 \text{ m}$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	50.0	98.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	3.6	9.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	37.3	51.7
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	181.4	358.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.8	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	53.2	55.9
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 56.4$	$M_9 = 108.4$	$P_9 = 271.9$	$M_8 = 466.1$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 40.8 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.24 \text{ m}$
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 231.1 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.10 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0.110 \text{ MPa}$
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 11.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo	$R_d = (271.9 * 0.55) / 1.1 = 136.0 > E_d = 56.4$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo	$R_d = (466.1) / 1.15 = 405.3 > E_d = 108.4$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo	$R_d = (257.1) / 1.15 = 223.6 > E_d = 66.1$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 108 \text{ kN}$	Lato monte (punto Q) $G_7 = 70 \text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$ Freccia in cima al pannello mm 1.52

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	51.1	51.1	36.4	34.9	63.1	55.7	116.5	16.5	45°, 1.0	4.63	10.05	6.16	7.22	219.2	185.2
2	33.2	33.2	0.0	37.1	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3
3	9.6	9.6	0.0	29.1	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	8.17	92.6	139.4
4	-5.7	-5.7	0.0	6.3	18.1	13.0	125.0	125.0	-	3.01	6.06	4.52	0.00	-29.8	80.1
12	2.3	3.0	9.3	4.9	41.0	34.1	113.6	13.6	73°, 1.0	2.80	4.02	6.16	3.96	56.6	56.5
14	22.6	26.5	24.4	20.6	54.3	45.6	115.6	15.6	73°, 1.0	3.88	8.04	6.16	3.96	143.8	71.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

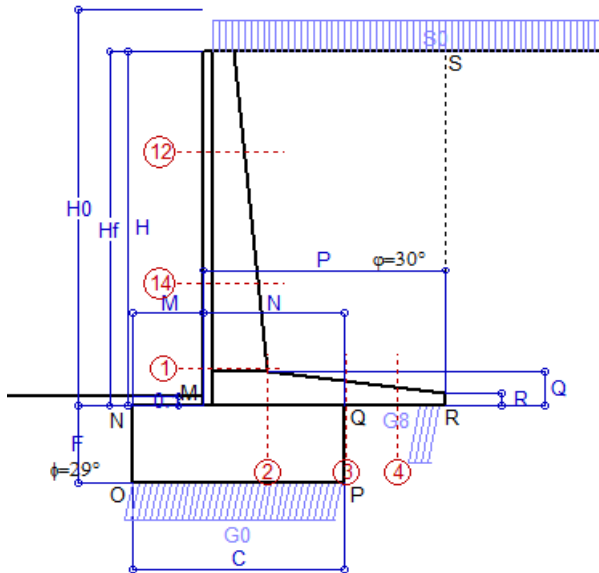
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 3.58$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.58$ m
$F = 0.78$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 2.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.58$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
38.45	75.87	0.00	0.00
2.39	6.13	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	39.79
0.00	0.00	138.82	274.31
2.15	0.46	0.00	0.00
0.00	0.00	40.95	43.00
$S_9 = 42.99$	$M_9 = 82.47$	$P_9 = 208.43$	$M_8 = 357.11$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	3.925
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.667
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	31.58 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.25 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	176.85 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.10 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.084 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	11.7°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.00

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	39.0	27.8	33.0	116.5	63.1	55.7	10.05	6.16	65	1.88	38	0.000
2	25.4	0.0	40.2	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	56	2.39	40	0.000
3	7.0	0.0	27.1	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	30	1.40	40	0.000
4	-4.5	0.0	0.0	125.0	18.1	13.0	6.08	4.52	73	2.82	40	0.000
12	1.7	7.1	4.0	113.6	41.0	34.1	4.02	6.16	9	0.30	38	0.000
14	17.2	18.7	19.0	115.6	54.3	45.6	8.04	6.16	42	1.27	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

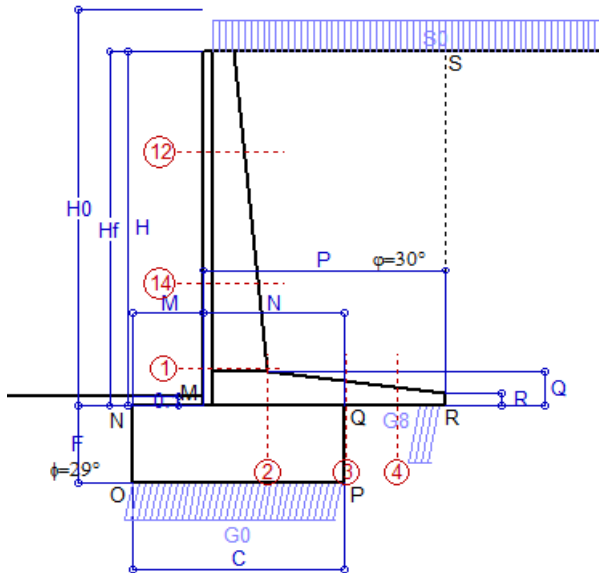
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 19



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 3.58$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.58$ m
$F = 0.78$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 30^\circ$
$M = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 1.5$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.58$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
38.45	75.87	0.00	0.00
1.79	4.60	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	39.79
0.00	0.00	137.62	272.03
2.15	0.46	0.00	0.00
0.00	0.00	40.95	43.00
$S_9 = 42.39$	$M_9 = 80.93$	$P_9 = 207.23$	$M_8 = 354.83$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	3.981
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.689
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	31.87 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.25 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	175.37 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.10 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.084 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	11.6°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.97

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.297$

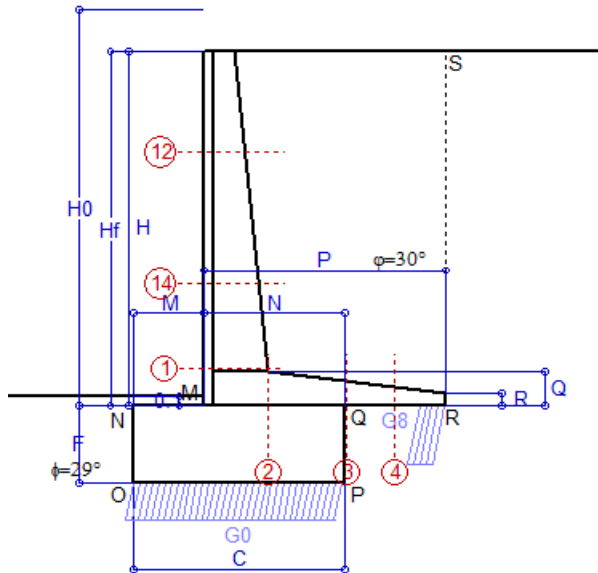
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	38.1	27.7	32.4	116.5	63.1	55.7	10.05	6.16	63	1.83	38	0.000
2	24.8	0.0	39.3	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	55	2.34	40	0.000
3	6.5	0.0	26.3	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	27	1.29	40	0.000
4	-4.6	0.0	0.0	125.0	18.2	13.1	6.11	4.52	75	2.88	40	0.000
12	1.6	7.0	3.8	113.6	41.0	34.1	4.02	6.16	8	0.29	38	0.000
14	16.7	18.5	18.6	115.6	54.3	45.6	8.04	6.16	41	1.24	38	0.000

- (1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4
Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 19



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 3.58$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.58$ m
$F = 0.78$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 30^\circ$
$M = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.55$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.58$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
38.45	75.87	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	39.79
0.00	0.00	134.02	265.19
2.14	0.46	0.00	0.00
0.00	0.00	40.95	43.00
$S_9 = 40.59$	$M_9 = 76.33$	$P_9 = 203.63$	$M_8 = 347.99$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	4.165
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.759
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	32.72 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.25 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	170.91 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.10 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.081 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	11.3°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.89

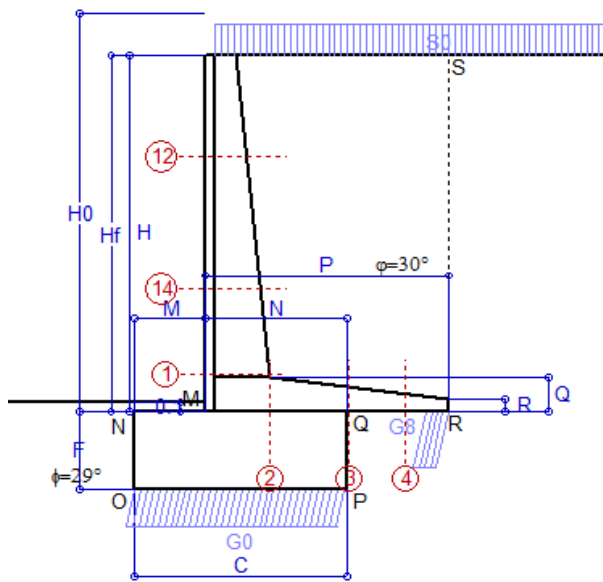
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	35.4	27.1	30.8	116.5	63.1	55.7	10.05	6.16	58	1.71	38	0.000
2	23.0	0.0	36.5	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	51	2.17	40	0.000
3	4.8	0.0	23.8	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	20	0.96	40	0.000
4	-5.1	0.0	0.0	125.0	18.5	13.4	6.21	4.52	81	3.07	40	0.000
12	1.3	6.9	3.2	113.6	41.0	34.1	4.02	6.16	6	0.24	38	0.000
14	15.2	18.1	17.3	115.6	54.3	45.6	8.04	6.16	37	1.13	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4
Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.99^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.034$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.017$

Dati

$H_m = 3.58$ m
 $C = 2.10$ m
 $F = 0.78$ m
 $M = 0.70$ m
 $N = 1.40$ m
 $P = 2.40$ m
 $Q = 0.35$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo**Prefabbricato tipo u40NM**

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

 $a_g/g = 0.06$ $H_0 = 4.00$ m $H = 3.58$ m $S_0 = 0.4$ kN/m² $\phi = 30^\circ$ $R_0 = 0.550$ $a_{max}/g = 0.090$ $\beta_m = 0.38$ $I_g = 0.0\%$ $I_b = 0.0\%$ **Calcolo delle azioni sul terreno**

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

 $K_1 = 0.337$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

 $H = 3.58$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

 $O_3 = 5.82^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

 $K_3 = 0.319$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

 $K_p = 2.82$ (Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)**

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	38.7	76.4	3.9	12.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.5	1.2	0.0	0.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.0	1.7	28.2	39.1
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	4.6	12.4	132.7	262.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.6	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.4	0.5	40.2	42.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-4.4*	-1.3*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 48.7	M₉ = 92.7	P₉ = 205.1	M₈ = 356.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G8 = 27.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.22$ m

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G0 = 177.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2.10$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.084$ MPa

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (205.1 \cdot 0.55 + 4.4) / 1.0 = 117.2 > E_d = 48.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G6 = 81$ kN Lato monte (punto Q) $G7 = 56$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.319$

Freccia in cima al pannello mm 1.17

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1)	M_{Edu} (1)	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H	d	B5	b_w	staffe	X1	A1	A2	A4	M_{Rd}	V_{Rd}
	sulla sez. naturale	sulla sez. traslata			altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza taglio	α° , $ctg\Theta$	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. platea	cm2/staffe	baricentrico	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	39.4	39.4	28.1	27.6	63.1	55.7	116.5	16.5	45°, 1.0	4.59	10.05	6.16	7.22	217.9	188.2
2	25.6	25.6	0.0	28.6	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3
3	9.6	9.6	0.0	23.4	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	8.17	92.6	139.4
4	-3.6	-3.6	0.0	4.2	17.5	12.4	125.0	125.0	-	2.94	5.88	4.52	0.00	-28.7	76.8
12	1.6	2.1	7.0	3.6	41.0	34.1	113.6	13.6	73°, 1.0	2.79	4.02	6.16	3.96	56.5	57.3
14	17.1	20.2	18.7	16.1	54.3	45.6	115.6	15.6	73°, 1.0	3.85	8.04	6.16	3.96	143.1	72.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\Theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti

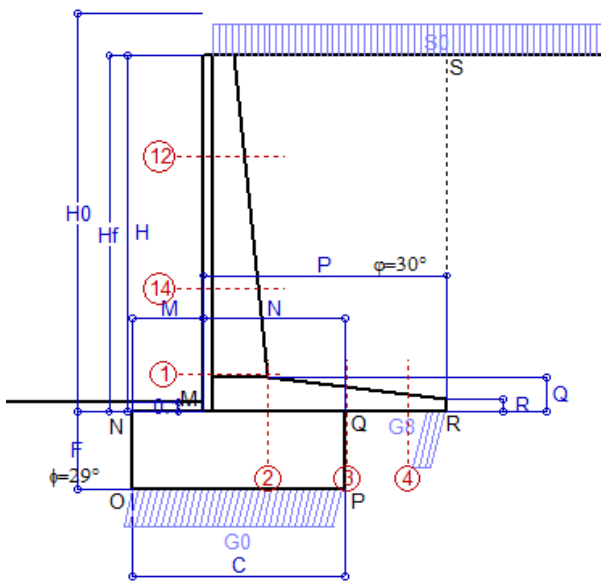
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P. 92 - Macchiarreddu (CA)

Comune di Capoterra



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3.01^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.051$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.026$

Dati

$H_m = 3.58$ m
 $C = 2.10$ m
 $F = 0.78$ m
 $M = 0.70$ m
 $N = 1.40$ m
 $P = 2.40$ m
 $Q = 0.35$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u40NM

Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$

$H_0 = 4.00$ m
 $H = 3.58$ m
 $S_0 = 0.4$ kN/m²
 $\phi = 30^\circ$
 $R_0 = 0.550$
 $a_{max}/g = 0.090$
 $\beta_m = 0.57$
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0.342$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

$H = 3.58$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$O_3 = 8.62^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0.331$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2.79$

(Dati: $\phi = 29.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	39.0	77.0	5.9	18.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	0.5	1.2	0.1	0.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.5	2.5	27.9	38.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	6.9	18.6	131.5	260.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.8	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.1	0.8	39.9	41.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-4.3*	-1.3*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 52.8	M₉ = 100.7	P₉ = 205.3	M₈ = 359.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 25.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 180.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2.10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.086$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13.3^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (359.4 + 1.3) / 1.0 = 360.7 > E_d = 100.7$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (201.7) / 1.0 = 201.7 > E_d = 62$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 82$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 59$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm 1.23
 $K_0 = 0.331$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	41.3	41.3	28.5	28.8	63.1	55.7	116.5	16.5	45°, 1.0	4.59	10.05	6.16	7.22	218.0	187.7
2	26.9	26.9	0.0	30.0	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3
3	12.3	12.3	0.0	24.8	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	8.17	92.6	139.4
4	-3.0	-3.0	0.0	3.6	17.0	11.9	125.0	125.0	-	2.87	5.69	4.52	0.00	-27.5	73.4
12	1.8	2.3	7.0	3.8	41.0	34.1	113.6	13.6	73°, 1.0	2.79	4.02	6.16	3.96	56.5	57.2
14	18.0	21.2	18.9	16.8	54.3	45.6	115.6	15.6	73°, 1.0	3.85	8.04	6.16	3.96	143.1	72.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

CACIP - Consorzio Industriale Prov. Cagliari - Rotatoria complet.to racc.do S.S. 195 e S.P 92 - Macchiareddu (CA) Coefficienti SLU "favorevoli" e "sfavorevoli"

Prefabbricato tipo u40NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Ghiaie sabbiose alluvionali e sabbie litorali			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	29.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5061
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	8.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.10		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.78		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	231.1	177.2
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	11.71°	12.20°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	47.9	38.3
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.10	2.10
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5061	0.5061
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.05	1.05
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.88	0.88
Termini della formula di Brinck-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	81.72	78.12
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		16.44	16.44
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.12	1.12
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!		0.63	0.61
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.978
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		27.86	27.86
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.13	1.13
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.60	0.59
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.988
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	80.92	76.49
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		19.34	19.34
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!		0.50	0.48
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.978
Verifica della capacità portante				
q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.163	0.155
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	244.0	270.6
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	231.1	177.2
La struttura NON è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno				

Compilato da Dott. Ing. Vasco Ciuti
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

CONSORZIO INDUSTRIALE PROVINCIA CAGLIARI

COMUNE DI CAPOTERRA

**Realizzazione della rotatoria di completamento della viabilità di
raccordo della banchina polifunzionale del porto canale di
Cagliari con la S.S. 195 e la S.P. 92**

SCATOLARE SOTTOPASSO PISTA CICLABILE

RELAZIONE DI CALCOLO

Località': Capoterra-Macchiareddu (CA)

**Archi a due cerniere
realizzati con elementi prefabbricati
Tipo O30012-625 - $H \times L = 3.07 \times 4.00$**

**Manufatti prodotti in conformità alle norme UNI EN 13369 e UNI EN 15258
dotati di "Marcatura CE" ai sensi del D.M. 17/1/2018**

RELAZIONE DI CALCOLO

1 - Normativa di riferimento.....	4
2 - Descrizione della struttura.....	4
3 - Materiali impiegati.....	5
4 - Analisi dei carichi.....	5
5 – Prospetto delle condizioni di carico.....	9
6 – Calcolo delle sollecitazioni nelle travi e degli spostamenti nodali.....	11
7 - Verifica delle sezioni allo stato limite ultimo.....	12
8 - Verifica allo stato limite di esercizio.....	14
9 - Verifica sismica della struttura.....	15
10 – Reazioni trasmesse dalla struttura alla fondazione e verifica di resistenza slu - sle.....	18
11 - Codici di calcolo.....	19

ALLEGATI: TABELLE DEI RISULTATI

- Dati geometrici dell'opera – Materiali – Normativa
- Dati del terreno - Dati del sisma
- Descrizione del telaio
- Descrizione delle sezioni
- Coefficienti moltiplicativi delle azioni
- Condizione di carico 20: Dati carichi
- Condizione di carico 20: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 20: Verifica delle sezioni – SLU
- Condizione di carico 21: Dati carichi
- Condizione di carico 21: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 21: Verifica delle sezioni – SLU
- Condizione di carico 23: Dati carichi
- Condizione di carico 23: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 23: Verifica delle sezioni – SLU
- Condizione di carico 26: Dati carichi
- Condizione di carico 26: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 26: Verifica delle sezioni – SLU
- Condizione di carico 28: Dati carichi
- Condizione di carico 28: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 28: Verifica delle sezioni – SLU
- Verifica delle sezioni a stato limite ultimo – caso più gravoso (INVILUPPO)
- Condizione di carico 41: Dati carichi
- Condizione di carico 41: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 41: Verifica delle sezioni – SLS
- Condizione di carico 51: Dati carichi
- Condizione di carico 51: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 51: Verifica delle sezioni – SLS
- Condizione di carico 53: Dati carichi
- Condizione di carico 53: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali

- Condizione di carico 53: Verifica delle sezioni – SLS
- Condizione di carico 56: Dati carichi
- Condizione di carico 56: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 56: Verifica delle sezioni – SLS
- Condizione di carico 58: Dati carichi
- Condizione di carico 58: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 58: Verifica delle sezioni – SLS
- Condizione di carico 61: Dati carichi
- Condizione di carico 61: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 61: Verifica delle sezioni – SLS
- Condizione di carico 63: Dati carichi
- Condizione di carico 63: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 63: Verifica delle sezioni – SLS
- Condizione di carico 66: Dati carichi
- Condizione di carico 66: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 66: Verifica delle sezioni – SLS
- Condizione di carico 68: Dati carichi
- Condizione di carico 68: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 68: Verifica delle sezioni – SLS
- Verifica a fessurazione: combinazione quasi permanente
- Verifica a fessurazione: combinazione frequente
- Verifica a fessurazione: combinazione rara
- Condizione di carico 91(sisma): Dati carichi
- Condizione di carico 91: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 91: Verifica delle sezioni – SLU
- Condizione di carico 92 (sisma): Dati carichi
- Condizione di carico 92: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 92: Verifica delle sezioni – SLU
- Condizione di carico 93: (sisma): Dati carichi
- Condizione di carico 93: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 93: Verifica delle sezioni – SLU
- Condizione di carico 94 (sisma): Dati carichi
- Condizione di carico 94: Sollecitazioni nelle travi – Spostamenti nodali
- Condizione di carico 94: Verifica delle sezioni – SLU
- Reazioni trasmesse dalla struttura alla fondazione
- Calcolo della pressione sul terreno di fondazione
- Verifica di resistenza a SLU della sezione verticale più sollecitata della fondazione
- Verifica di resistenza a SLE della sezione verticale più sollecitata della fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO

1 - Normativa di riferimento.

Le normative utilizzate sono indicate nel prospetto che segue:

N° e data	Titolo
Legge n° 1086 del 5/11/1971	Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e a struttura metallica
D.M. del 17/1/2018	Norme tecniche per le costruzioni

2 - Descrizione della struttura

I dati geometrici principali della struttura sono indicati nella prima tabella degli allegati (tabella "Dati geometrici").

La struttura è costituita da una successione di archi prefabbricati in cemento armato uguali fra loro, posati su due cordoli di fondazione anch'essi in cemento armato.

Ogni arco è costituito da un elemento prefabbricato formato da due ritti, due travi inclinate sull'orizzontale di 45° e una trave orizzontale.

I vari elementi prefabbricati che costituiscono la struttura sono posati in opera affiancati, tra loro. L'armatura é in parte inserita all'interno degli elementi prefabbricati, in parte inserita in opera negli appositi vani fra un prefabbricato e l'altro e nelle articolazioni. Successivamente i prefabbricati sono solidarizzati tra loro con un getto di calcestruzzo in opera che congloba le armature aggiuntive in opera e rende la struttura monolitica.

I prefabbricati sono costruiti in modo da formare delle cerniere statiche nel collegamento alla fondazione. Sulla struttura è situata una soletta collaborante gettata in opera.

La trasmissione degli sforzi tra un arco prefabbricato ed il successivo avviene sia sull'intero sviluppo dell'arco nel suo intero spessore, sia tramite apposite travi trasversali in cemento armato localizzate negli spigoli tra le varie falde.

Le cerniere laterali, situate alla base dei montanti verticali, collegano solidalmente il piede del prefabbricato, opportunamente profilato, alla fondazione tramite il getto di sigillatura. Le cerniere sono, in realtà, cerniere doppie, con due centri di rotazione distinti. Nel loro funzionamento possono verificarsi tre casi:

- Se il ritto verticale della struttura tende a ruotare verso l'interno del portale, lavora solo la cerniera interna, cioè quella vicina alla facciata interna a vista della struttura, mentre la cerniera esterna si solleva leggermente, ruotando solidalmente al ritto.
- Se il ritto verticale della struttura tende a ruotare verso l'esterno del portale, lavora solo la cerniera esterna, cioè quella vicina al lato contro terra, mentre la cerniera interna si solleva leggermente, ruotando solidalmente al ritto.

- Se la risultante degli sforzi trasmessi dal ritto alla fondazione passa fra i centri delle due cerniere, lo sforzo normale tiene a contatto entrambe le cerniere e non si ha alcuna rotazione. In tal caso il ritto risulta solidale alla fondazione (comportamento ad incastro).

Il programma di calcolo provvede automaticamente a modificare le coordinate delle cerniere di base a seconda del verso di rotazione.

3 - Materiali impiegati

Le caratteristiche dei materiali impiegati, sia negli elementi prefabbricati, sia nelle parti realizzate in opera, sono descritte nella tabella “MATERIALI”, contenuta nel primo foglio degli allegati della presente relazione.

La tabella riporta anche le loro resistenze, determinate in conformità al punto 4.1.2.1.1 del D.M. 17/1/18, impiegate nei calcoli di verifica.

4 - Analisi dei carichi

Nei paragrafi che seguono sono esposti i criteri di valutazione delle azioni, che dovranno poi essere moltiplicate per i coefficienti di combinazione stabiliti dalle norme per i diversi tipi di verifiche.

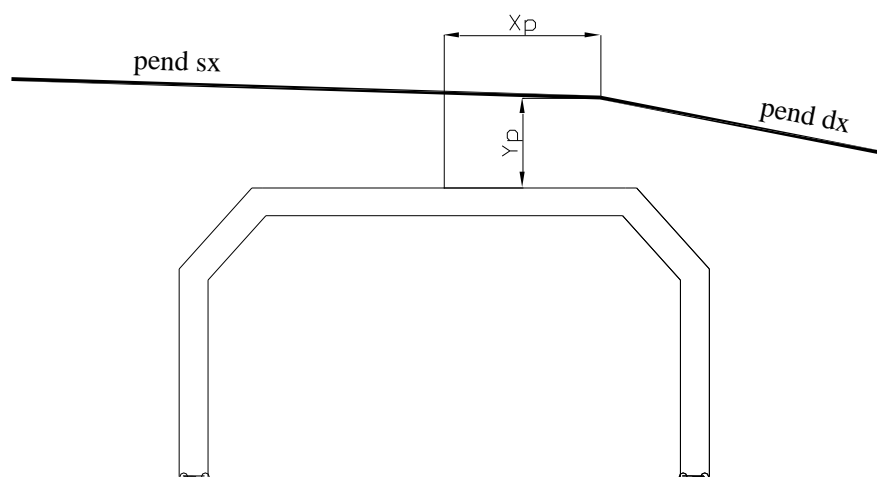
PESO PROPRIO

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato assumendo il peso specifico del cemento armato pari a 25 kN/m^3 ed è considerato distribuito lungo l'asse della struttura.

PESO E SPINTA DELLE TERRE

Il profilo del terreno di riempimento ed i suoi parametri geotecnici sono indicati, per ogni condizione di carico, nella tabella intitolata “Verifica delle sezioni” (nella prima parte della tabella, denominata “Dati del calcolo”).

Nel caso più generale il terreno è descritto attraverso un profilo trasversale bi-lineare, con pendenza diversa a sinistra e a destra. Lo spigolo P dove si incontrano i due tratti con pendenza diversa é individuato attraverso le sue coordinate X_P e Y_P , riferite rispettivamente alla mezzeria della struttura ed al suo estradosso superiore.



Nel caso di terreno di riempimento orizzontale le due pendenze a sinistra e a destra sono ovviamente uguali e in tal caso la quota Y_P rappresenta lo spessore di terra sulla sommità della struttura.

Il diagramma della pressione esercitata dal terreno contro la struttura è calcolato in base all'interazione elastica tra struttura e terreno. In particolare, la pressione laterale della terra è calcolata in funzione della deformazione della struttura e della rigidità del terrapieno.

Nel caso più generale, la spinta della terra sulla struttura è modellizzata attraverso due termini separati:

- il primo è un carico distribuito indipendente dagli spostamenti e variabile linearmente lungo ogni trave;
- il secondo è una reazione elastica distribuita, funzione degli spostamenti nodali e variabile anch'essa linearmente lungo ogni trave.

In merito al termine elastico il programma agisce in modo che la pressione della terra sulla struttura assuma il valore esatto nei nodi alle estremità di ogni trave (in base alla deformazione della struttura, al modulo elastico del terreno e alla lunghezza dello spessore di terra interessato alla deformazione), mentre all'interno della trave il programma impone che la pressione vari linearmente fra i due valori nodali.

Il termine di pressione della terra indipendente dagli spostamenti (e corrispondente pertanto alla pressione su una struttura indeformata, infinitamente rigida) agente sul paramento contro terra è assunto pari alla spinta quiete, valutata con un coefficiente di spinta pari a $1 - \tan \varphi$ per terreno orizzontale, dove φ è l'angolo d'attrito del terreno. La pressione di quiete ha un diagramma triangolare che parte da zero alla quota del suolo.

La variazione di spinta rispetto a quella di quiete, dovuta all'interazione tra terreno e struttura, è calcolata nel secondo termine. Essa dipende dagli spostamenti orizzontali della parete e dalla rigidità del terreno (e quindi dal suo modulo elastico e dalla lunghezza del tratto interessato dalla deformazione).

Per i moduli elastici del terreno abbiamo assunto un diagramma lineare crescente con la profondità dalla superficie del suolo. La tabella “Dati del calcolo” riporta il valore del modulo elastico ed il valore di incremento adottato per ogni m di profondità.

La lunghezza del terreno L_p interessata alla deformazione è data dalla formula seguente:

$$L_p = 1/3 * H_{scavo} * \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi/2).$$

Dove H_{scavo} è il dislivello fra la superficie del terreno e l’estradosso della fondazione misurato sulla verticale del ritto della struttura.

Dal punto di vista della costruzione del rilevato contro la struttura, il calcolo conferma che è sempre opportuno un buon costipamento della terra di riporto sui lati della struttura, per incrementare il modulo elastico del terreno e garantirne l’uniformità. Inoltre occorre che il riempimento di terra avvenga in modo non troppo asimmetrico.

CARICHI MOBILI

I carichi d’esercizio assunti nel calcolo sono quelli stabiliti per i ponti di 1a categoria dal D.M. 17/1/2018 “*Norme tecniche per le costruzioni*” (figura 5.1.2 della norma).

La struttura è progettata per i massimi carichi stradali previsti per i ponti di 1a categoria: $n^\circ 2$ forze concentrate di 300 kN per il carico Q_{ik} ed un carico distribuito pari a 9 kN/m² per il carico q_{ik} , quest’ultimo considerato solo se sfavorevole.

Indichiamo con **Y9** il “*Coefficiente di ripartizione*”, ovvero la quota della colonna di carico mobile direttamente agente sul singolo arco. Nella struttura in esame, che è di piccola luce, non consideriamo la collaborazione fra gli archi vicini; pertanto il coefficiente di ripartizione è pari al rapporto tra la larghezza di un arco e la larghezza della colonna di carico assunta nel calcolo.

Il coefficiente di ripartizione Y_9 è calcolato come segue:

- se il ricoprimento di terra è maggiore di 2.4 m il carico concentrato è assunto come uniformemente distribuito su un’impronta di $(1.2+0.4+Y_{pw}/2)*(2.0+0.4+Y_{pw}/2)$. Dove Y_{pw} è dato dalla somma del ricoprimento in chiave e dello spessore della struttura; 1,2 m è la distanza fra i due assi; 2.0 m è l’interasse fra le ruote; 0,4 m è la larghezza di ogni ruota.
- se il ricoprimento di terra è inferiore ai 2.4 m assumiamo un’impronta di carico di $(1.2+0.4+2.4/2)*(2.0+0.4+2.4/2)$ e consideriamo il carico Q_{ik} in parte distribuito su tale impronta ed in parte concentrato con la geometria del carico “tandem” descritto dalla normativa.

La quota di ripartizione tra il carico distribuito ed i due carichi concentrati è direttamente proporzionale al rapporto $Y_{pw} / 2.4$ m. In tal modo se il ricoprimento è di 2.4 m il carico Q_{ik} è tutto distribuito, mentre per Y_{pw} nullo agisce interamente come carico concentrato. Nei tabulati quando Y_{pw} è inferiore a 2.4 m è evidenziato un fattore di reinterro così definito

$$Fr = (2.4-Y_{pw})/2.4$$

Questo fattore rappresenta l’aliquota di Q_{ik} che assumiamo come concentrato

Il valore del coefficiente di ripartizione trasversale, denominato Y_9 , è riportato nelle tabelle ed è pari alla larghezza del singolo arco diviso per la larghezza della corsia ($I/3.00$).

I carichi nominali citati includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

In definitiva il carico mobile che agisce su un singolo arco è costituito da due forze concentrate distanti 1,20 m una dall'altra, ciascuna di intensità

$$Y_9 * 300 \text{ kN} * Fr$$

E inoltre, quando sfavorevole per la struttura, da un carico linearmente distribuito di intensità pari a

$$Y_9 * 9 \text{ kN/m}^2 * 3,00 \text{ m} = Y_9 * 27,0 \text{ kN/m/arco}.$$

Il sovraccarico, se agisce sul rilevato, determina una pressione orizzontale uniforme sulla parete esterna della struttura assunta pari al coefficiente di spinta di quiete moltiplicato per il carico distribuito $Y_9 * 27,0 \text{ kN/m}$.

La forza di frenamento stabilita dalla normativa risulta agente nella direzione dell'asse della strada con un'intensità pari al 60% dei due assi Q_{1k} oltre al 10 % del carico distribuito q_{1k} . Data la grande rigidità trasversale dell'impalcato, la forza di frenamento si ripartisce su diversi archi contigui. Il numero di archi sui quali è ripartita la forza di frenamento è indicato, per ogni condizione di carico, nella tabella "Verifica delle sezioni".

Il verso applicato alla forza di frenamento è ovviamente quello più sfavorevole alla stabilità.

COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI DELLE AZIONI.

Le azioni utilizzate nel calcolo sono moltiplicate per i coefficienti delle azioni indicate nel D.M. 17/1/2018.

TABELLA I - COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI DELLE AZIONI impiegati nelle verifiche.

AZIONI		Verifiche S.L.U. (combinaz. fondamentale)	Verifiche S.L.E. (fessurazione)	Verifiche S.L.U. (combinaz. sismica)
Peso proprio strutture	g_1	1,35	1	1
Peso della terra portata	g_2	1,35	1	1
Spinta della terra	g_3	1,35 (1 se favorevole)	1	1
Carichi mobili	q_1	1,35	0,00 (quasi perm.) 0,75 (frequente) 1,00 (rara)	0
Frenamento	q_4	1,5	0	0
Azioni sismiche	-	0	0	1

5 – Prospetto delle condizioni di carico

Le disposizioni dei carichi mobili sulla struttura sono individuate in base all'esame delle linee di influenza per generare le massime sollecitazioni nelle sezioni.

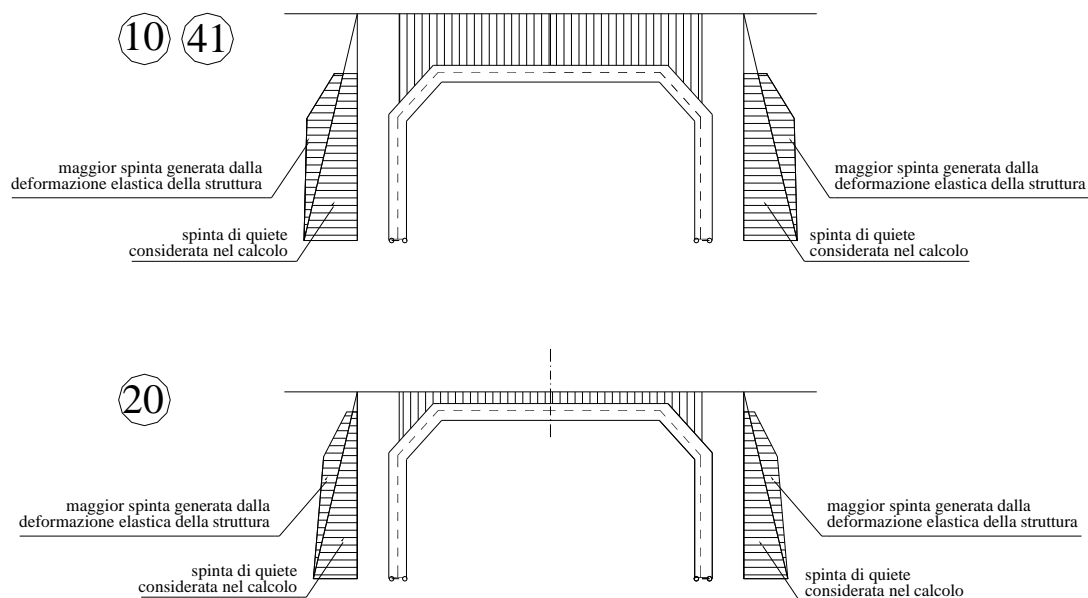
L'analisi comprende le verifiche allo stato limite ultimo, le verifiche allo stato limite di esercizio per la fessurazione e le verifiche sismiche allo stato limite ultimo.

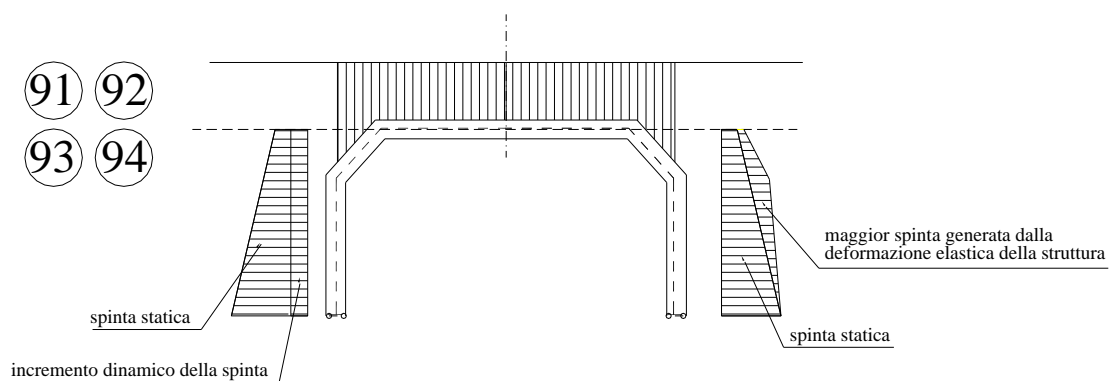
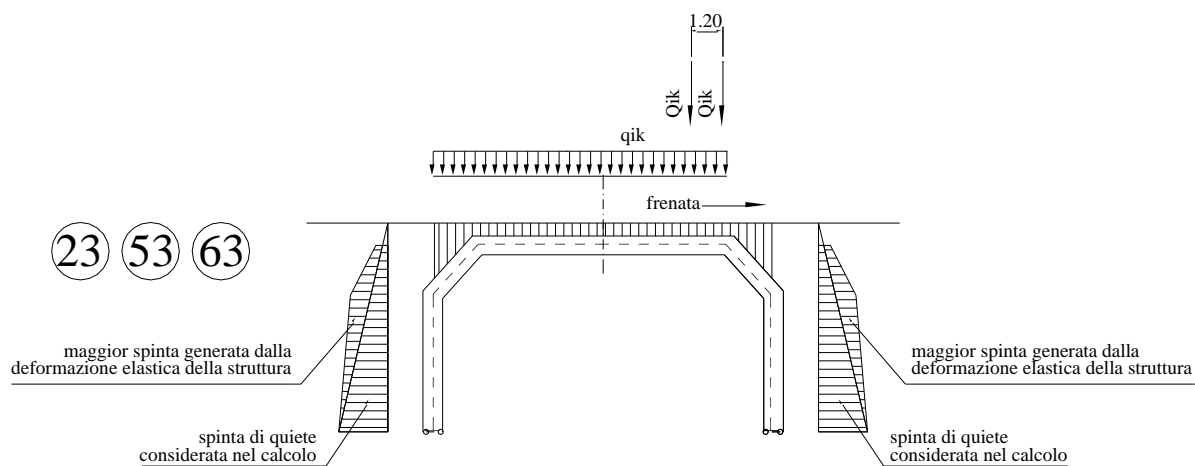
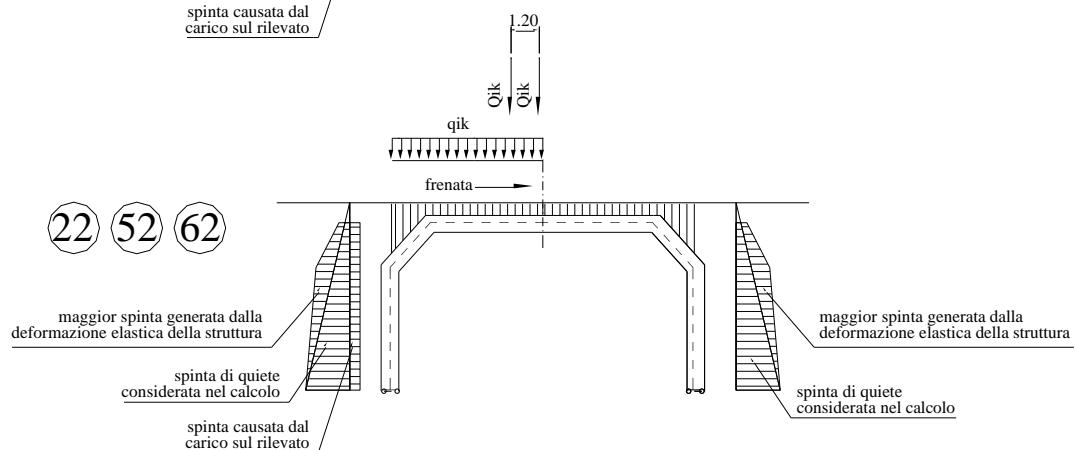
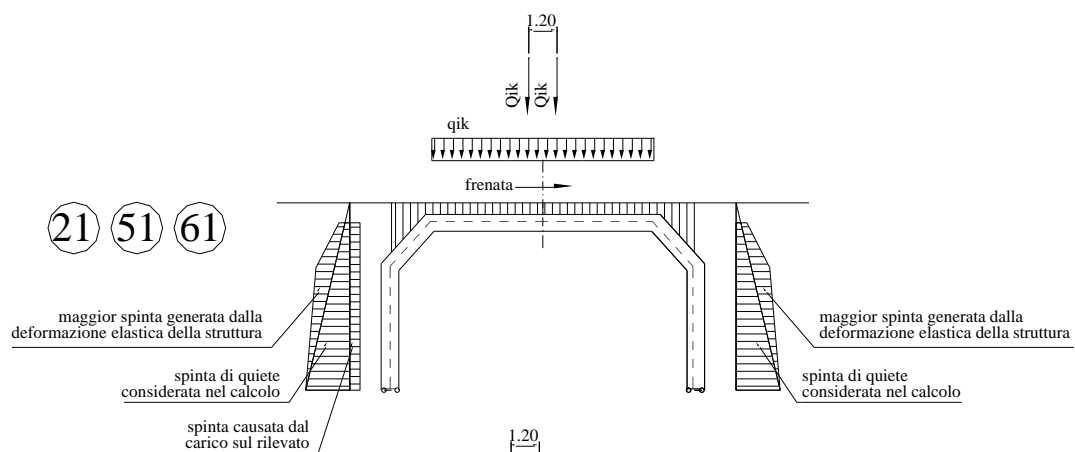
Le condizioni di carico analizzate sono descritte nel prospetto e negli schemi grafici che seguono.

TABELLA II – ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO VERIFICATE

Condiz di carico	Tipo di verifica
20	S.L.U.: solo carichi permanenti: terra
21 ÷ 28	S.L.U.: con carichi accidentali
41	S.L.E.: combinazione quasi permanente
51, 53, 56, 58	S.L.E.: combinazione frequente
61, 63, 66, 68	S.L.E.: combinazione rara
91, 92, 93, 94	S.L.U.: combinazione sismica

CONDIZIONI DI CARICO





6 - Calcolo delle sollecitazioni nelle travi e degli spostamenti nodali

Le caratteristiche di sollecitazione nelle sezioni della struttura e gli spostamenti nodali sono calcolati con un modello elastico lineare, senza ridistribuzioni, mediante un programma per travi costituenti un telaio piano, interattivo con la spinta della terra sulle pareti esterne della struttura. La struttura è schematizzata considerando gli assi baricentrici delle travi.

Il programma risolve anche il particolare vincolo a doppia cerniera esistente alla base di ogni ritto.

In particolare la base di ogni ritto è sagomata in modo da formare due cerniere: una con asse di rotazione in prossimità della facciata interna del manufatto e l'altra in prossimità della facciata contro terra. Le diverse disposizioni dei carichi applicati possono attivare tre situazioni:

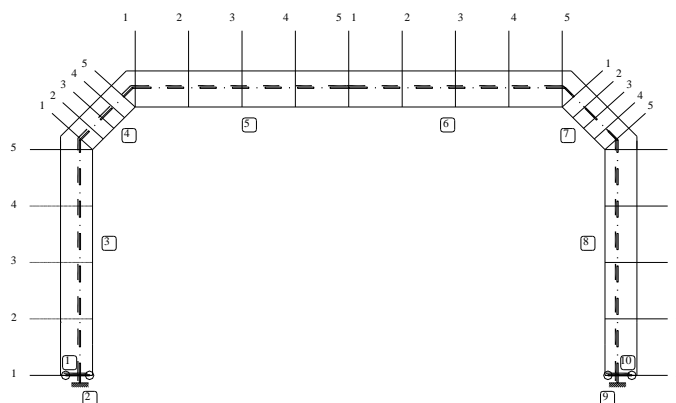
- quando la rotazione della base del ritto avviene verso il terreno si attiva la cerniera in prossimità del lato esterno;
- quando la rotazione della base del ritto è verso l'interno della struttura si attiva la cerniera in prossimità del lato interno;
- quando la risultante delle forze passa tra le due cerniere poste alla base del ritto non si ha alcuna rotazione e lo schema statico diventa di incastro anziché di cerniera.

Nelle prime due situazioni, il modello di calcolo considera due travi fittizie aggiuntive (travi 1 e 10) per tenere conto dell'eccentricità della cerniera rispetto all'asse baricentrico della trave. Le due travi fittizie hanno una lunghezza pari alla distanza tra l'asse baricentrico ed il centro della cerniera e sono orientate verso la cerniera che è attiva (a seconda dei casi, 0° o 180°). Per simulare una rigidezza infinita, queste travi sono dotate di un'area e di un momento d'inerzia molto maggiori di quelli delle altre travi.

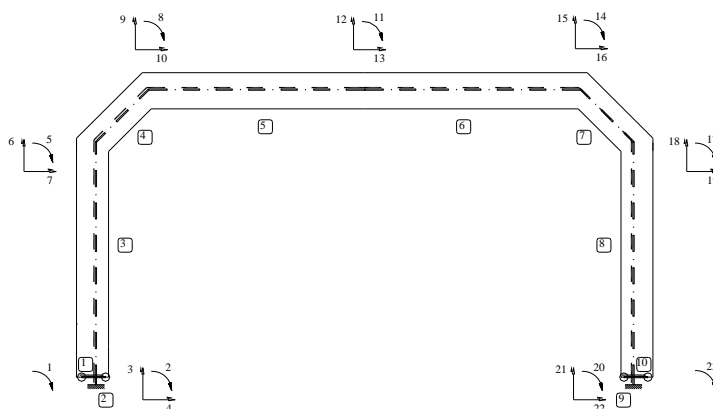
La tabella "Sollecitazioni nelle travi" espone anche le caratteristiche di sollecitazione delle travi fittizie e indica con le espressioni "cerniera esterna", "cerniera interna" o "incastro" l'effettiva condizione di vincolo alla base di ciascun ritto per ogni condizione di carico.

Gli schemi che seguono mostrano la numerazione delle travi, la numerazione delle sezioni in cui sono calcolate le caratteristiche di sollecitazione e la numerazione degli spostamenti nodali considerati.

NUMERAZIONE DELLE TRAVI E DELLE SEZIONI RESISTENTI



NUMERAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI NODALI



7 - Verifica delle sezioni allo stato limite ultimo

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo esposte al punto 4.1.2 del D.M.14/1/2008 “*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”.

Le tabelle espongono i dati e i risultati del calcolo per ciascuna delle cinque sezioni di ogni trave. Il calcolo è svolto in base ai criteri illustrati nei paragrafi che seguono.

Il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è quello di tipo parabola-rettangolo (fig. 4.1.1.(a) della norma) in cui assumiamo ovunque $\varepsilon_{c2} = 0,20\%$ e $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$, avendo ovunque il calcestruzzo resistenza inferiore a C50/60.

Il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è quello elastico perfettamente plastico, con deformazione massima assunta nel calcolo $\varepsilon_{ud} = 1\%$.

Tutte le travi sono dotate di armatura resistente al taglio. Per i puntoni di calcestruzzo nell'ideale traliccio è stata assunta un'inclinazione θ tale che $\text{ctg } \theta = 1,5$

Il calcolo della resistenza al “taglio trazione” ed al “taglio compressione” è fatto applicando rispettivamente le formule [4.1.18] e [4.1.19].

L'armatura a taglio è costituita da staffe perpendicolari all'asse della trave, cioè con $\alpha = 90^\circ$ e ferri piegati con $\alpha = 45^\circ$ circa. La loro quantità è indicata nelle tabelle; il calcolo tiene conto di entrambe. Dal momento che l'inclinazione reale dei ferri piegati può variare fra 40° e 50° , nel calcolo è stato assunto, come inclinazione dei ferri piegati, $\alpha = 40^\circ$ che è il valore che rende minimo il taglio trazione; pertanto al coefficiente $(\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) * \sin \alpha$ della formula [4.1.18] per la parte relativa ai ferri piegati assume un valore fisso = 1,73.

Il codice di calcolo accerta che il contributo dovuto ai ferri piegati non superi il 50% del totale; altrimenti espone come taglio resistente il doppio di quello dovuto alle sole staffe.

Per assolvere le prescrizioni dell'ultimo capoverso del paragrafo 4.1.2.3.5.2. il codice calcola la quantità a_1 (décalage) con la formula [4.1.30]. Conseguentemente calcola ed espone il momento flettente massimo, agente nel tronco di trave lungo $2 * a_1$ preso a cavallo della sezione in esame.

SOLLECITAZIONI ESTERNE

Le sollecitazioni esterne agenti nella sezione, calcolate con i coefficienti γ delle azioni, sono rappresentate come segue:

MEd Momento flettente baricentrico

e1 Eccentricità della risultante rispetto alla facciata interna o intradosso delle travi

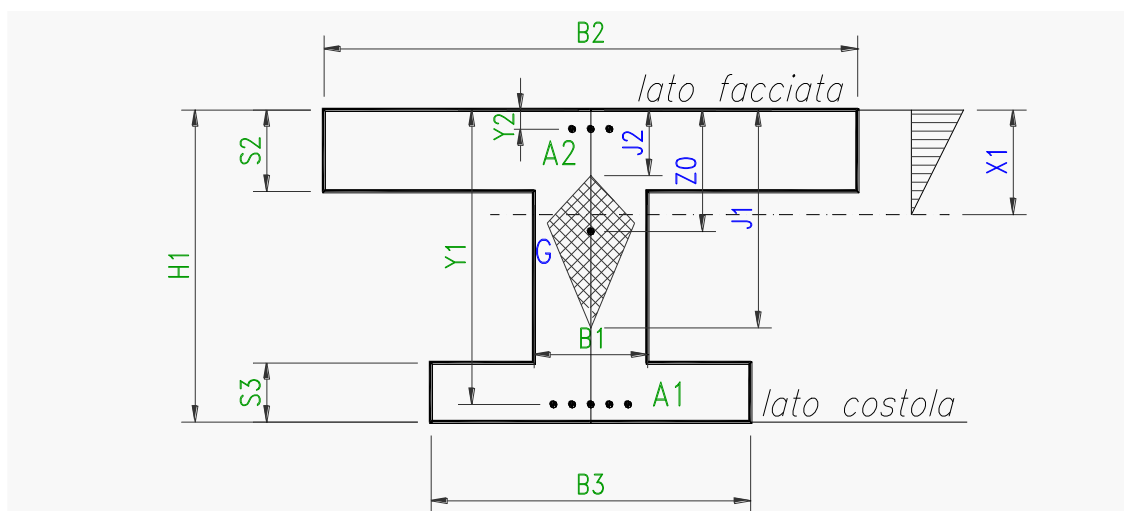
MEd + décalage Momento flettente baricentrico massimo agente sulla trave in una zona larga $0,9 * Y / 2$ estesa da ciascun lato della sezione analizzata (con Y = altezza utile)

NEd Sforzo normale

VEd Sforzo di taglio

DESCRIZIONE DELLE SEZIONI E AREE DEI FERRI

La descrizione geometrica della sezione segue lo schema della figura seguente:



Nelle tabelle di verifica sono indicate le seguenti grandezze:

- H = altezza della sezione

- Y = altezza utile = distanza del lembo compresso dal baricentro delle armature tese
- B_5 = larghezza lato compresso; dipende dal segno del momento baricentrico M_{Ed} e dalla larghezza di compartecipazione della soletta compressa
- B_1 = larghezza della sezione al fine della tensione tangenziale
- X_1 = distanza dell'asse neutro dal lembo compresso
- A_1 = area delle armature esterne, cioè dal lato della terra o dell'estradosso dell'arco
- A_2 = area delle armature interne, cioè dal lato della facciata interna della galleria o del ponte
- A_3 = sezione dei ferri piegati che competono ad un concio di trave di lunghezza pari $0,9 \cdot Y$.
- A_4 = sezione complessiva delle staffe che competono ad un concio di trave di lunghezza pari ad 1 m.

SOLLECITAZIONI RESISTENTI:

M_{rd}	Momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale N_{Ed}
V_{Rsd}	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{Rcd}	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

La sezione è verificata se

$$M_{Ed} + d\text{ècalage} < M_{rd}$$

$$abs(V_{Ed}) < V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

8 - Verifica allo stato limite di esercizio

La normativa prescrive di prendere in conto le seguenti combinazioni delle azioni (punto 4.1.2.2.4.1):

- Combinazione quasi permanente: considera le azioni dei soli carichi permanenti
- Combinazione frequente: considera le azioni dei carichi permanenti computati interamente e dei carichi mobili ridotti con un fattore di combinazione 0,75
- Combinazione rara: considera le azioni dei carichi permanenti e dei carichi mobili con un fattore di combinazione pari a 1.

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni. Le disposizioni dei carichi mobili sono le stesse impiegate per determinare le sollecitazioni massime nelle verifiche allo S.L.U.

I momenti flettenti M_0 sono calcolati rispetto all'asse baricentrico della trave. I momenti flettenti M_1 e le eccentricità e_1 sono calcolati rispetto alla facciata interna (= intradosso) delle travi. Hanno segno positivo se tendono la facciata interna e comprimono l'estradosso.

Lo sforzo normale e lo sforzo di taglio sono indicati rispettivamente con N_1 e T_1 .

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

VERIFICA A FESSURAZIONE (4.1.2.2.4.5)

Le aperture delle fessure w_d sono esposte nell'ultima colonna della tabella.

Lo stato limite di fessurazione è commisurato alle condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione. Per armature poco sensibili, tra le quali rientra l'acciaio da cemento armato ordinario, in condizioni ambientali "aggressive", a sensi della tabella 4.1.III, secondo la classe di esposizione XD1, lo stato limite di fessurazione risulta:

- $w_1 = 0,2$ mm per la combinazione quasi permanente
- $w_2 = 0,3$ mm per la combinazione frequente

I risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

CALCOLO DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (4.1.2.2.5)

Sono esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica rara, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati (C35/45): $\sigma_c < 0,83 * 45 * 0,60 = 22,41 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo nei giunti (C28/35): $\sigma_c < 0,83 * 35 * 0,60 = 17,43 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo della soletta (C28/35): $\sigma_c < 0,83 * 35 * 0,60 = 17,43 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di carico quasi permanente in ambiente moderatamente aggressivo risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati (C35/45): $\sigma_c < 0,83 * 45 * 0,45 = 16,81 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo nei giunti (C28/35): $\sigma_c < 0,83 * 35 * 0,45 = 13,07 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo della soletta (C28/35): $\sigma_c < 0,83 * 35 * 0,45 = 13,07 \text{ N/mm}^2$

Acciaio: nella combinazione caratteristica: $\sigma_s < 0,80 * 450 \text{ N/mm}^2 = 360 \text{ N/mm}^2$

I risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

9 - Verifica sismica della struttura.

DATI DI PROGETTO DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto sono definite in base alla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione attraverso i seguenti tre parametri:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 = fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Il loro valore è espresso negli allegati in base alla zona geografica in cui è inserita l'opera, in relazione alla vita di riferimento V_R ed alla probabilità di superamento del 10% per lo stato ultimo di vita (SLV). Sono inoltre esposti la categoria del suolo di fondazione, la categoria topografica, i coefficienti sismici orizzontali e verticali ottenuti, i coefficienti di spinta e l'incremento dinamico utilizzati.

I dati sismici sono riepilogati nella tabella "Dati del sisma" (seconda pagina degli allegati) e richiamati nei tabulati delle verifiche sismiche (condizioni 91-94).

La normativa sui ponti, capitolo 7.9 DM 08, si riferisce a strutture fuori terra tipo viadotti e simili. Per strutture immerse nel terreno per oltre l'80 % (come sono i ponti costituiti da un arco rinfiancato dal terreno), l'Eurocodice indica di utilizzare il metodo pseudo-statico equivalente.

In conformità al paragrafo 7.3.5 gli effetti massimi del sisma sono ottenuti combinando l'azione sismica verticale con quella orizzontale, assumendo alternativamente il 100 % di una con il 30% dell'altra. Considerando inoltre che l'oscillazione verticale può causare un incremento o un decremento dei pesi, si ottengono le seguenti quattro combinazioni delle azioni:

- condizione di carico 91: 100% dell'azione verticale verso il basso + 30% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra
- condizione di carico 92: 100% dell'azione verticale verso l'alto + 30% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra
- condizione di carico 93: 30% dell'azione verticale verso il basso + 100% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra
- condizione di carico 94: 30% dell'azione verticale verso l'alto + 100% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra

FORZE INERZIALI

Alle masse della struttura e della terra da essa portata sono state applicate le forze d'inerzia indotte dal sisma utilizzando i seguenti coefficienti sismici:

$$\blacksquare \text{ coefficiente sismico orizzontale: } k_h = \beta * S * a_g/g \quad (7.11.6)$$

$$\blacksquare \text{ coefficiente sismico verticale: } k_v = 0.5 k_h \quad (7.11.7)$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

$$S = S_s * S_T$$

S_s = coefficiente dell'amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente dell'amplificazione topografica

Le masse soggette all'inerzia sismica sono:

- le masse costituenti l'impalcato (travi 3, 4, 5, 6, 7 e 8). Le loro forze d'inerzia sono distribuite con legge lineare sull'asse baricentrico di ciascuna trave;

- le masse di terra portate dall'impalcato. Le relative forze d'inerzia sono distribuite con legge lineare sulle varie travi costituenti l'impalcato, in proporzione al peso della terra portata.

INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA

L'incremento dinamico della spinta di quiete che si esercita contro la struttura dal lato di monte (assunto come lato d'arrivo della pressione sismica e posto sul lato sinistro nelle nostre figure) in condizioni sismiche è calcolato con la formula di Wood, richiamata nell'Eurocodice8-parte5 appendice E.9:

$$\Delta P_d = a_g/g * S * \gamma * H^2$$

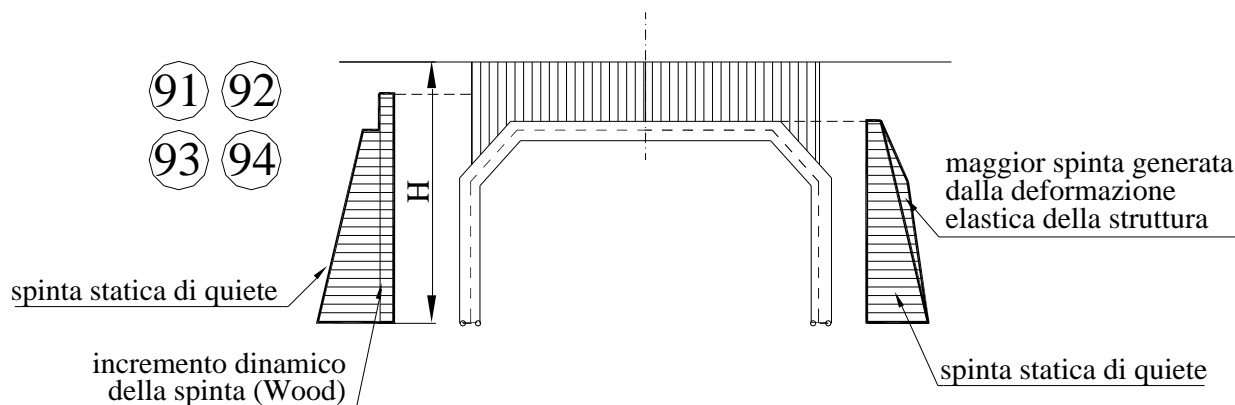
dove:

γ = peso specifico del terreno di riempimento

H = altezza spingente = altezza dallo spiccatto di fondazione al piano campagna

L'incremento dinamico della spinta è ripartito uniformemente sul ritto e sull'obliquo di monte.

L'incremento dinamico della spinta è ripartito uniformemente sul ritto e sull'obliquo di monte considerando la pressione che agisce su un'altezza pari a quella della struttura più lo spessore di terra al di sopra, ma limitato ad un massimo di 1m quando il ricoprimento è maggiore. Pertanto consideriamo che il primo strato di terra al di sopra della struttura (fino ad 1m) rimanga in aderenza, mentre l'eventuale eccedenza venga equilibrato dalla contropinta del lato opposto.



VERIFICA DELLE SEZIONI ALLO S.L.U. - CONCLUSIONI

Il calcolo numerico delle caratteristiche di sollecitazione è effettuato con un calcolo elastico lineare, impiegando lo stesso programma per il calcolo di telai piani già impiegato per il calcolo della struttura in condizioni normali. Esso tiene conto dell'interazione con il terreno dal lato di valle.

Le verifiche delle sezioni allo stato limite ultimo sono sviluppate con lo stesso procedimento seguito per le verifiche ai carichi di progetto. I dati e i risultati del calcolo sono esposti in tabelle del tutto analoghe.

11 - Codici di calcolo

TIPO DI ANALISI SVOLTA

Il codice di calcolo deriva dall'evoluzione, sviluppata in molti anni, di un programma di soluzione di telai piani nato alla fine degli anni ottanta. L'attuale programma permette la verifica di tutte le tipologie di portali realizzate con i prefabbricati articolati.

Sulla base dei dati inseriti, il codice di calcolo determina le reazioni vincolari e le sollecitazioni agenti nelle varie sezioni della struttura risolvendo il telaio con un'analisi statica lineare senza ridistribuzioni.

La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è basata su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo nel calcestruzzo compresso per le verifiche a SLU e sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche a SLE (tensioni e fessurazione).

Nelle verifiche a SLU il codice di calcolo mostra il confronto fra le sollecitazioni dovute alle azioni di progetto e le sollecitazioni resistenti. Nelle verifiche a SLE il programma mostra le tensioni calcolate e l'ampiezza delle fessure da confrontare con i valori massimi ammessi dalle norme.

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Gli allegati alla presente relazione sono compilati mediante il programma denominato "CalcoloArticolati.

Il programma, successivamente aggiornato, espone nella prima pagina delle tabelle la revisione utilizzate per effettuare il calcolo.

AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI

L'affidabilità dei risultati forniti dal codice è stata controllata per molteplici condizioni di utilizzo, per testare tutte le diverse parti del codice. Ad esempio:

- è stata verificata la simmetria dei risultati su strutture simmetriche sia nella geometria che nei carichi; i risultati forniti sono risultati simmetrici, con buona precisione, benché il metodo di risoluzione del telaio avvenga con un calcolo matriciale per sua natura asimmetrico;
- sono stati sviluppati i test relativi a una sola azione non nulla, onde confrontarne i risultati con quelli facilmente calcolabili a mano;
- sono stati confrontati i risultati del calcolo di varie sezioni in c.a., sia a doppio T che circolari armate (pali), variamente sollecitate sia a SLU che a SLE, con i risultati di identiche sezioni calcolate a mano.

In base ai risultati di questo programma o delle sue precedenti versioni sono state costruite più di 500 opere con prefabbricati articolati di questo tipo, in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti sottopassi e cavalcavia stradali e ferroviari, gallerie artificiali con ricoperture in terra fino a 15 m, ponti e ponticelli su fiumi, torrenti e canali, anche in zone ad elevata sismicità.

Inoltre, in molti casi, sono stati effettuati anche confronti di verifica con i risultati calcolati in via indipendente da altri progettisti nell'ambito delle procedure di approvazione di progetti specifici.

Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

DATI GEOMETRICI DELL'OPERA

Luce netta della struttura	m	4.00
Altezza nominale interna della struttura	m	3.07
Numero di archi prefabbricati	n°	27
Interasse tra gli archi della struttura	m	1.25
Larghezza teorica totale	m	33.75
Lunghezza orizzontale dell'obliquo (aa)	m	0.50

MATERIALI

Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)		
Calcestruzzo dei prefabbricati		
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	45
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	37.35
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	21.17
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	3.35
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctm} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.56
Calcestruzzo dei giunti		
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	35
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	29.05
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	16.46
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	2.84
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctm} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.32
Modulo elastico impiegato nel calcolo	N/mm ²	32,600
Calcestruzzo della soletta superiore		
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	35
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	29.05
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	16.46
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	2.84
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctm} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.32
Acciaio (§ 4.1.2.1.1)		
	tipo	B450C
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	N/mm ²	450
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm ²	391.3

PROGRAMMA DI CALCOLO

'CalcoloArticolati' vers.5.4.1	
Normativa: Italia: D.M. 17/1/18	

DATI DEL TERRENO**PROFILO del terreno sopra la struttura:**

Coordinate del punto P rispetto alla mezzeria dell'estradosso:

Xp	m	0
Yp	m	1.20
Yp solo terra	m	1.20

Pendenza del profilo (pos. se il profilo pende a destra):

pendenza a sinistra di P	%	4.16
pendenza a destra di P	%	4.16

PESO SPECIFICO del terreno:

γ	kN/m ³	18
----------	-------------------	----

SPINTE:

angolo d'attrito della terra	°	30
coefficiente di spinta di quiete a sinistra	-	0.5
coefficiente di spinta di quiete a destra	-	0.5

Modulo elastico del terreno:

in superficie a sinistra	N/mm ²	35
in superficie a destra	N/mm ²	35
incremento con la profondità	N/mm ² /m	3

DATI DEL SISMA

Vita nominale	anni	50
Classe d'uso	-	III
Cu	-	1.50
VR = Vita di riferimento	anni	75
Periodo di ritorno (SLV con $P_{VR}=10\%$)	anni	712
Categoria del sottosuolo		C
ag = accelerazione orizzontale massima al sito	g	0.06
Fo = fattore di amplif. dello spettro in accelerazione or.	-	2.88
Tc* = periodo di inizio del tratto a velocità costante	-	0.37
Categoria topografica	-	T1
S _T = coeff. conseguente alla categoria topografica	-	1.0
S _s = coeff. di amplificazione stratigrafica orizzontale	-	1.5
S = S _s * S _T	-	1.5
Coefficienti sismici		
β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione attesa	-	1
K _h = coeff sismico orizzontale = $\beta * S * a_g/g$	-	0.090
K _v = coeff sismico verticale = $\pm K_h / 2$	-	± 0.045
Incremento dinamico della spinta (formula di Wood)		
angolo d'attrito della terra		30
Coefficienti di spinta:		
di quiete a sinistra		0.5
di quiete a destra		0.5
$\Delta E_d = a_g/g * S * \gamma * H^2$	kN/m	35.71
punto di applicazione dell'incremento dinamico: metà altezza		

DESCRIZIONE DEL TELAIO

n° trave	Lunghezza		Area	Momento d'inerzia	Orientamento		H sez.	Posizione baricentro	Mod. elastico terreno	
	facciata	trave			facciata	trave			esterno	interno
	cm.	cm.	cm2	cm4	gradi	gradi	cm.	cm.	N/cm2	N/cm2
1	0.00	10.04	1000000	10000000000	0.00°	180.00°	0.00	0.00	0	0
2	0.00	0.01	0	0	90.00°	90.00°	0.00	0.00	0	0
3	257.00	271.25	2508	325004	90.00°	90.00°	40.00	14.04	4952	0
4	70.71	85.70	3512	634923	45.00°	45.00°	40.00	20.00	4138	0
5	150.00	153.44	4220	1082543	0.00°	0.00°	48.00	24.84	3949	0
6	150.00	153.44	4220	1082543	0.00°	0.00°	48.00	24.84	3910	0
7	70.71	85.70	3512	634923	-45.00°	-45.00°	40.00	20.00	4085	0
8	257.00	271.25	2508	325004	-90.00°	-90.00°	40.00	14.04	4898	0
9	0.00	0.01	1000000	10000000000	-90.00°	-90.00°	0.00	0.00	0	0
10	0.00	21.96	1	10	0.00°	0.00°	0.00	0.00	0	0

Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

DESCRIZIONE DELLE SEZIONI

TRAVE	Sez	H1	Y1	Y2	B1	B2	S2	V2	B3	S3	V3	A1	A2	A3	A4	I0	G
3	1	40.0	32.7	4.3	36	125	12	0	36	0	0	5.34	4.78	0.00	8.06	0	14.0
3	2	40.0	33.5	4.3	36	125	12	0	36	0	0	5.34	4.78	0.00	6.79	0	14.0
3	3	40.0	34.0	4.3	36	125	12	0	36	0	0	5.34	4.78	1.52	6.79	0	14.0
3	4	40.0	34.0	4.3	36	125	12	0	36	0	0	9.55	4.49	1.20	6.79	0	14.0
3	5	40.0	34.0	4.3	36	125	12	0	36	0	0	12.22	4.27	5.25	6.79	0	14.0
4	1	40.0	34.0	4.3	32	125	12	0	125	12	0	12.22	4.86	3.08	5.53	0	20.0
4	2	40.0	34.0	4.3	32	125	12	0	125	12	0	10.99	6.50	2.51	5.53	0	20.0
4	3	40.0	34.0	4.3	32	125	12	0	125	12	0	9.91	4.52	1.93	5.53	0	20.0
4	4	40.0	34.0	4.3	32	125	12	0	125	12	0	9.14	6.50	1.93	5.53	0	20.0
4	5	40.0	34.0	4.3	32	125	12	0	125	12	0	9.14	7.01	4.02	5.53	0	20.0
5	1	48.0	42.0	4.3	36	125	12	0	125	16	0	10.08	6.42	4.53	9.20	0.00	24.8
5	2	48.0	42.0	4.3	36	125	12	0	125	16	0	7.41	14.52	1.24	9.20	0.00	24.8
5	3	48.0	42.0	4.3	36	125	12	0	125	16	0	5.15	14.70	0.76	9.20	0.00	24.8
5	4	48.0	42.0	4.3	36	125	12	0	125	16	0	4.02	14.70	0.00	9.20	0.00	24.8
5	5	48.0	42.0	4.3	36	125	12	0	125	16	0	4.02	14.70	0.00	9.20	0.00	24.8
6	1	48.0	42.0	4.3	36	125	12	0	125	16	0	4.02	14.70	0.00	9.20	0.00	24.8
6	2	48.0	42.0	4.3	36	125	12	0	125	16	0	4.02	14.70	0.00	9.20	0.00	24.8
6	3	48.0	42.0	4.3	36	125	12	0	125	16	0	5.15	14.70	0.76	9.20	0.00	24.8
6	4	48.0	42.0	4.3	36	125	12	0	125	16	0	7.41	14.52	1.24	9.20	0.00	24.8
6	5	48.0	42.0	4.3	36	125	12	0	125	16	0	10.08	6.42	4.53	9.20	0.00	24.8
7	1	40.0	34.0	4.3	32	125	12	0	125	12	0	9.14	7.01	4.02	5.53	0	20.0
7	2	40.0	34.0	4.3	32	125	12	0	125	12	0	9.14	6.50	1.93	5.53	0	20.0
7	3	40.0	34.0	4.3	32	125	12	0	125	12	0	9.91	4.52	1.93	5.53	0	20.0
7	4	40.0	34.0	4.3	32	125	12	0	125	12	0	10.99	6.50	2.51	5.53	0	20.0
7	5	40.0	34.0	4.3	32	125	12	0	125	12	0	12.22	4.86	3.08	5.53	0	20.0
8	1	40.0	34.0	4.3	36	125	12	0	36	0	0	12.22	4.27	5.25	6.79	0	14.0
8	2	40.0	34.0	4.3	36	125	12	0	36	0	0	9.55	4.49	1.20	6.79	0	14.0
8	3	40.0	34.0	4.3	36	125	12	0	36	0	0	5.34	4.78	1.52	6.79	0	14.0
8	4	40.0	33.5	4.3	36	125	12	0	36	0	0	5.34	4.78	0.00	6.79	0	14.0
8	5	40.0	32.7	4.3	36	125	12	0	36	0	0	5.34	4.78	0.00	8.06	0	14.0

Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

**Coefficienti moltiplicativi delle azioni
per le diverse condizioni di carico impiegate**

cond. carico	gi1	gi2	gi3	gi4	q1	q3	dinamico
10, 20	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0
21, 23, 26, 28	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1
41	1	1	1	1	0	0	0
51, 53, 56, 58	1	1	1	1	0.75	0	1
61, 63, 66, 68	1	1	1	1	1	0	1
91, 92, 93, 94	1	1	1	1	0	0	0

DATI CONDIZIONE DI CARICO 20 - Solo carichi permanenti, profilo dei carichi accidentali (s.l.u.)**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	30.5	13.4	734.3	0.0	734.3	322.7	-18.5	304.2
4	405.9	267.4	237.7	-13.0	224.6	167.1	-13.9	153.2
5	384.3	364.9	9.4	0.0	9.4	8.6	0.0	8.6
6	364.5	345.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	227.2	349.4	-140.7	-11.9	-152.6	-200.4	-12.5	-212.9
8	-12.3	-29.4	-295.7	-17.7	-313.4	-707.3	0.0	-707.3
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	84.6	
4	118.5	
5	142.4	
6	142.4	
7	118.5	
8	84.6	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 20 - Solo carichi permanenti, profilo dei carichi accidentali (s.l.u.)**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	73.62	73.62	73.62	73.62	73.62	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-3.63	-7.27	-10.90	-14.54	
	T	(kN)	-144.83	-144.83	-144.83	-144.83	-144.83	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	144.83	137.56	130.55	123.80	117.31	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-14.54	18.31	25.05	9.89	-22.97	
	T	(kN)	73.62	29.72	-7.64	-38.46	-62.73	
TRAVE 4	N	(kN)	129.46	125.86	122.37	119.06	115.91	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-32.28	-27.00	-23.27	-21.01	-20.11	
	T	(kN)	44.05	25.40	16.85	8.83	1.36	
TRAVE 5	N	(kN)	83.45	83.80	84.14	84.47	84.80	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-17.75	6.72	23.85	33.72	36.39	
	T	(kN)	75.09	55.44	35.97	16.68	-2.43	
TRAVE 6	N	(kN)	84.80	84.80	84.80	84.80	84.80	Cerniera interna
	M	(kN.m)	36.39	31.92	20.40	1.87	-23.58	
	T	(kN)	-2.43	-21.35	-40.09	-58.66	-77.05	
TRAVE 7	N	(kN)	117.76	120.39	123.18	126.13	129.18	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-26.02	-26.83	-28.90	-32.31	-37.14	
	T	(kN)	-1.21	-8.07	-15.41	-23.22	-42.50	
TRAVE 8	N	(kN)	114.61	119.07	123.27	127.21	130.89	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-27.57	6.35	22.63	17.42	-13.14	
	T	(kN)	64.53	40.07	9.61	-26.84	-69.29	
TRAVE 9	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 10	N	(kN)	69.29	69.29	69.29	69.29	69.29	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-13.14	-9.85	-6.57	-3.28	0.00	
	T	(kN)	130.89	130.89	130.89	130.89	130.89	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.19393		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.19394	X(3)= 0.02	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= -0.02246	X(6)= -0.02	X(7)= 0.10
inizio trave 5	X(8)= 0.07488	X(9)= -0.05	X(10)= 0.11
inizio trave 6	X(11)= -0.00405	X(12)= -0.13	X(13)= 0.10
inizio trave 7	X(14)= -0.06849	X(15)= -0.04	X(16)= 0.09
inizio trave 8	X(17)= 0.05209	X(18)= -0.03	X(19)= 0.09
inizio trave 9	X(20)= -0.10597	X(21)= 0.01	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= -0.10597	X(21)= 0.01	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= -0.10597		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 20 - Solo carichi permanenti, profilo dei carichi accidentali (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.675$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.675$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Increment. con la profund. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.35$ $g_2 = 1.35$ $g_3 = 1.35$

CARICHI MOBILI:

Nessuno

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN	
3	1	-14.5	-4.0	-14.5	144.8	73.6	73.6	40.0	32.7	125.0	36.0	3.7	5.34	4.78	0.00	8.06	-84.7	139.3	416.6	139.3	1.93
	2	18.3	-27.3	23.7	137.6	29.7	29.7	40.0	35.7	36.0	36.0	7.0	5.34	4.78	0.00	6.79	92.8	128.0	454.0	128.0	4.00
	3	25.0	-33.2	25.3	130.5	-7.6	-7.6	40.0	35.7	36.0	36.0	6.8	5.34	4.78	1.52	6.79	91.3	-222.4	-547.6	-222.4	3.99
	4	9.9	-22.0	17.9	123.8	-38.5	-38.5	40.0	35.7	36.0	36.0	6.5	9.55	4.49	1.20	6.79	86.3	-202.9	-533.1	-202.9	3.97
	5	-23.0	5.5	-32.2	117.3	-62.7	-56.6	40.0	34.0	125.0	36.0	4.8	12.22	4.27	5.25	6.79	-168.4	-243.8	-604.6	-243.8	2.00
4	1	-32.3	4.9	-32.3	129.5	44.1	26.0	40.0	34.0	125.0	32.0	4.8	12.22	4.86	3.08	5.53	-177.4	198.6	514.8	198.6	3.55
	2	-27.0	1.4	-32.2	125.9	25.4	15.5	40.0	34.0	125.0	32.0	4.6	10.99	6.50	2.51	5.53	-161.8	198.6	502.1	198.6	3.54
	3	-23.3	-1.0	-28.4	122.4	16.8	11.8	40.0	34.0	125.0	32.0	4.4	9.91	4.52	1.93	5.53	-148.1	198.6	486.4	198.6	3.53
	4	-21.0	-2.4	-24.2	119.1	8.8	4.5	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.14	6.50	1.93	5.53	-138.2	198.6	486.1	198.6	3.52
	5	-20.1	-2.6	-21.5	115.9	1.4	-6.5	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.14	7.01	4.02	5.53	-137.6	-198.6	-529.4	-198.6	3.52

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	
5	1	-17.8	-3.6	-20.4	83.4	75.1	54.7	48.0	42.0	125.0	36.0	4.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-178.3	408.2	680.6	408.2	4.74
	2	6.7	-32.9	20.8	83.8	55.4	49.6	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	7.41	14.52	1.24	9.20	254.7	289.6	612.3	289.6	4.38
	3	23.9	-53.2	32.2	84.1	36.0	35.9	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	5.15	14.70	0.76	9.20	257.5	259.7	590.0	259.7	4.39
	4	33.7	-64.8	36.4	84.5	16.7	16.7	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	257.6	212.3	544.4	212.3	4.39
	5	36.4	-67.8	36.4	84.8	-2.4	-2.4	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	257.6	-212.3	-544.4	-212.3	4.39
6	1	36.4	-67.8	36.4	84.8	-2.4	-2.4	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	257.6	-212.3	-544.4	-212.3	4.39
	2	31.9	-62.5	36.0	84.8	-21.4	-21.4	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	257.6	-212.3	-544.4	-212.3	4.39
	3	20.4	-48.9	30.1	84.8	-40.1	-40.0	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	5.15	14.70	0.76	9.20	257.7	-259.7	-590.1	-259.7	4.39
	4	1.9	-27.1	17.0	84.8	-58.7	-53.3	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	7.41	14.52	1.24	9.20	254.9	-289.6	-612.4	-289.6	4.39
	5	-23.6	3.0	-26.3	84.8	-77.0	-58.2	48.0	42.0	125.0	36.0	4.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-178.6	-408.2	-680.7	-408.2	4.74
7	1	-26.0	2.1	-27.3	117.8	-1.2	6.0	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.14	7.01	4.02	5.53	-138.0	198.6	529.6	198.6	3.52
	2	-26.8	2.3	-29.8	120.4	-8.1	-4.1	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.14	6.50	1.93	5.53	-138.4	-198.6	-486.2	-198.6	3.52
	3	-28.9	3.5	-33.6	123.2	-15.4	-10.8	40.0	34.0	125.0	32.0	4.4	9.91	4.52	1.93	5.53	-148.3	-198.6	-486.5	-198.6	3.53
	4	-32.3	5.6	-37.1	126.1	-23.2	-14.2	40.0	34.0	125.0	32.0	4.6	10.99	6.50	2.51	5.53	-161.9	-198.6	-502.1	-198.6	3.54
	5	-37.1	8.8	-37.1	129.2	-42.5	-26.1	40.0	34.0	125.0	32.0	4.8	12.22	4.86	3.08	5.53	-177.3	-198.6	-514.8	-198.6	3.55
8	1	-27.6	10.0	-37.1	114.6	64.5	58.3	40.0	34.0	125.0	36.0	4.8	12.22	4.27	5.25	6.79	-168.1	243.8	604.2	243.8	2.00
	2	6.4	-19.4	14.7	119.1	40.1	40.1	40.0	35.7	36.0	36.0	6.4	9.55	4.49	1.20	6.79	85.4	202.9	532.5	202.9	3.97
	3	22.6	-32.4	23.4	123.3	9.6	9.6	40.0	35.7	36.0	36.0	6.7	5.34	4.78	1.52	6.79	89.8	222.4	546.6	222.4	3.98
	4	17.4	-27.7	22.1	127.2	-26.8	-26.8	40.0	35.7	36.0	36.0	6.9	5.34	4.78	0.00	6.79	90.6	-128.0	-452.9	-128.0	3.99
	5	-13.1	-4.0	-13.1	130.9	-69.3	-69.3	40.0	32.7	125.0	36.0	3.6	5.34	4.78	0.00	8.06	-83.1	-139.3	-415.2	-139.3	1.93

DATI CONDIZIONE DI CARICO 21 - Carichi stradali: q1a in mezzeria + spinte asimm (s.l.u.)**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	30.5	13.4	1145.1	0.0	1145.1	733.5	-125.3	608.2
4	986.8	848.3	528.1	-88.6	439.6	457.6	-120.6	337.0
5	1205.8	1186.4	9.4	0.0	9.4	8.6	0.0	8.6
6	1186.0	1166.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	808.1	930.3	-140.7	-119.1	-259.8	-200.4	-148.2	-348.6
8	-12.3	-29.4	-295.7	-209.6	-505.3	-707.3	0.0	-707.3
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	1	56,295	93.4				
6	1	56,295	60.0				
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	84.6	
4	118.5	
5	142.4	
6	142.4	
7	118.5	
8	84.6	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm
13	23,837

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 21 - Carichi stradali: q1a in mezzzeria + spinte asimmm (s.l.u.)**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	114.87	114.87	114.87	114.87	114.87	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-9.00	-18.01	-27.01	-36.01	
	T	(kN)	-358.74	-358.74	-358.74	-358.74	-358.74	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	358.74	351.46	344.45	337.70	331.22	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-36.01	15.04	24.06	-3.68	-62.94	
	T	(kN)	114.87	45.39	-15.92	-69.07	-114.04	
TRAVE 4	N	(kN)	320.05	311.95	303.76	295.67	287.67	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-80.04	-55.83	-34.94	-17.23	-2.62	
	T	(kN)	139.49	127.46	109.08	91.31	74.17	
TRAVE 5	N	(kN)	156.22	156.56	156.91	157.24	157.57	Cerniera interna
	M	(kN.m)	15.74	94.92	155.21	184.02	185.63	
	T	(kN)	236.39	185.93	135.66	29.26	-20.66	
TRAVE 6	N	(kN)	181.41	181.41	181.41	181.41	181.41	Cerniera interna
	M	(kN.m)	185.63	168.55	124.42	49.07	-44.76	
	T	(kN)	-20.66	-70.38	-176.23	-225.60	-274.80	
TRAVE 7	N	(kN)	332.97	341.42	349.96	358.58	367.13	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-65.74	-81.62	-100.31	-121.89	-146.46	
	T	(kN)	-82.12	-97.68	-113.80	-130.45	-149.83	
TRAVE 8	N	(kN)	364.97	369.43	373.63	377.57	381.25	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-124.63	-40.47	20.41	56.05	64.47	
	T	(kN)	148.07	113.38	75.63	34.80	-9.11	
TRAVE 9	N	(kN)	381.25	381.25	381.25	381.25	381.25	Incastro
	M	(kN.m)	64.47	64.47	64.47	64.47	64.47	
	T	(kN)	-9.11	-9.11	-9.11	-9.11	-9.11	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.30356		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.30357	X(3)= 0.03	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.41029	X(6)= -0.08	X(7)= 0.68
inizio trave 5	X(8)= 0.53442	X(9)= -0.40	X(10)= 0.97
inizio trave 6	X(11)= -0.04439	X(12)= -0.88	X(13)= 0.95
inizio trave 7	X(14)= -0.48713	X(15)= -0.34	X(16)= 0.93
inizio trave 8	X(17)= -0.09514	X(18)= -0.12	X(19)= 1.10
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 21 - Carichi stradali: q1a in mezzzeria + spinte asimm (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: Xp = 0.00 m. Yp = 1.20 m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m3 a destra: 1.83 t/m3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: 0.5 x g3 = 0.675 a destra: 0.5 x (g3) = 0.675
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: g1 = 1.35 g2 = 1.35 g3 = 1.35

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:

Incremento dinamico q2 = 1.000 Fattore di rinterro Fr = 0.333

Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi Y9 = 0.417

Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili q1 = q3 = 1.35

Carico 'tandem' di 2 forze Q1k da 300 kN x 0.417 x 1.350 x 0.333 = 56.3 kN/cad.

alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di m 1.40, 2.60

carico distribuito equivalente a (1 - 0.333) delle forze Q1k + q1k = 65.7 kN/m2

Frenata: (60% di 600kN + 10% di 9x3x4 kN) x 1.35 x 0.333/ 7 archi = 23.8 kN

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compreso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	
3	1	-36.0	-4.0	-36.0	358.7	114.9	114.9	40.0	32.7	125.0	36.0	4.6	5.34	4.78	0.00	8.06	-109.0	139.3	437.5	139.3	1.93
	2	15.0	-18.3	23.1	351.5	45.4	45.4	40.0	35.7	36.0	36.0	9.1	5.34	4.78	0.00	6.79	134.8	128.0	476.8	128.0	4.12
	3	24.1	-21.0	25.3	344.5	-15.9	-15.9	40.0	35.7	36.0	36.0	8.8	5.34	4.78	1.52	6.79	134.1	-222.4	-575.1	-222.4	4.11
	4	-3.7	-12.9	-21.5	337.7	-69.1	-69.1	40.0	34.0	125.0	36.0	5.2	9.55	4.49	1.20	6.79	-160.0	-196.9	-536.0	-196.9	3.76
	5	-62.9	5.0	-79.8	331.2	-114.0	-101.9	40.0	34.0	125.0	36.0	5.6	12.22	4.27	5.25	6.79	-191.1	-243.8	-635.1	-243.8	2.00
4	1	-80.0	5.0	-80.0	320.0	139.5	102.2	40.0	34.0	125.0	32.0	5.6	12.22	4.86	3.08	5.53	-209.0	198.6	531.4	198.6	3.59
	2	-55.8	-2.1	-79.8	311.9	127.5	107.0	40.0	34.0	125.0	32.0	5.3	10.99	6.50	2.51	5.53	-193.0	198.6	517.9	198.6	3.57
	3	-34.9	-8.5	-62.7	303.8	109.1	98.4	40.0	34.0	125.0	32.0	5.1	9.91	4.52	1.93	5.53	-178.8	198.6	501.3	198.6	3.57
	4	-17.2	-14.2	-40.8	295.7	91.3	81.1	40.0	34.0	125.0	32.0	5.0	9.14	6.50	1.93	5.53	-168.1	198.6	500.7	198.6	3.56
	5	-2.6	-19.1	-22.2	287.7	74.2	55.2	40.0	34.0	125.0	32.0	4.9	9.14	7.01	4.02	5.53	-166.8	198.6	544.8	198.6	3.55

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	
5	1	15.7	-34.9	79.6	156.2	236.4	184.3	48.0	43.7	125.0	36.0	4.7	10.08	6.42	4.53	9.20	142.0	424.7	712.1	424.7	4.34
	2	94.9	-85.5	143.9	156.6	185.9	171.1	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	7.41	14.52	1.24	9.20	268.8	289.6	618.7	289.6	4.40
	3	155.2	-123.8	181.3	156.9	135.7	135.4	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	5.15	14.70	0.76	9.20	271.6	259.7	596.1	259.7	4.40
	4	184.0	-141.9	186.9	157.2	29.3	29.3	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	4.02	14.70	0.00	9.20	271.7	212.3	550.0	212.3	4.40
	5	185.6	-142.7	185.9	157.6	-20.7	-20.7	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	4.02	14.70	0.00	9.20	271.7	-212.3	-550.1	-212.3	4.40
6	1	185.6	-127.2	185.9	181.4	-20.7	-20.7	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	4.02	14.70	0.00	9.20	276.3	-212.3	-551.9	-212.3	4.40
	2	168.6	-117.8	183.6	181.4	-70.4	-70.4	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	4.02	14.70	0.00	9.20	276.3	-212.3	-551.9	-212.3	4.40
	3	124.4	-93.4	162.5	181.4	-176.2	-176.0	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	5.15	14.70	0.76	9.20	276.3	-259.7	-598.2	-259.7	4.40
	4	49.1	-51.9	109.9	181.4	-225.6	-211.2	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	7.41	14.52	1.24	9.20	273.5	-289.6	-620.8	-289.6	4.40
	5	-44.8	-0.2	-54.3	181.4	-274.8	-224.2	48.0	42.0	125.0	36.0	5.1	10.08	6.42	4.53	9.20	-199.7	-408.2	-690.1	-408.2	4.76
7	1	-65.7	-0.3	-86.9	333.0	-82.1	-64.9	40.0	34.0	125.0	32.0	5.1	9.14	7.01	4.02	5.53	-174.3	-198.6	-548.9	-198.6	3.56
	2	-81.6	3.9	-106.4	341.4	-97.7	-88.4	40.0	34.0	125.0	32.0	5.1	9.14	6.50	1.93	5.53	-175.8	-198.6	-504.4	-198.6	3.56
	3	-100.3	8.7	-128.9	350.0	-113.8	-104.1	40.0	34.0	125.0	32.0	5.3	9.91	4.52	1.93	5.53	-186.5	-198.6	-505.1	-198.6	3.57
	4	-121.9	14.0	-146.2	358.6	-130.5	-111.9	40.0	34.0	125.0	32.0	5.5	10.99	6.50	2.51	5.53	-200.6	-198.6	-521.9	-198.6	3.58
	5	-146.5	19.9	-146.5	367.1	-149.8	-116.1	40.0	34.0	125.0	32.0	5.7	12.22	4.86	3.08	5.53	-216.7	-198.6	-535.5	-198.6	3.60
8	1	-124.6	20.1	-146.2	365.0	148.1	138.0	40.0	34.0	125.0	36.0	5.8	12.22	4.27	5.25	6.79	-194.6	243.8	639.9	243.8	2.00
	2	-40.5	-3.1	-68.0	369.4	113.4	113.4	40.0	34.0	125.0	36.0	5.4	9.55	4.49	1.20	6.79	-163.4	196.9	539.8	196.9	2.00
	3	20.4	-19.5	36.8	373.6	75.6	75.6	40.0	35.7	36.0	36.0	9.1	5.34	4.78	1.52	6.79	139.8	222.4	578.8	222.4	4.13
	4	56.1	-28.9	62.5	377.6	34.8	34.8	40.0	35.7	36.0	36.0	9.3	5.34	4.78	0.00	6.79	139.8	128.0	479.6	128.0	4.14
	5	64.5	-30.9	64.6	381.2	-9.1	-9.1	40.0	35.7	36.0	36.0	9.8	5.34	4.78	0.00	8.06	139.4	-152.1	-480.0	-152.1	4.17

DATI CONDIZIONE DI CARICO 23 - Carichi stradali: taglio max su incastro del tetto (s.l.u.)**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	30.5	13.4	1145.1	0.0	1145.1	733.5	-134.3	599.2
4	986.8	848.3	528.1	-94.9	433.2	457.6	-126.5	331.1
5	1205.8	1186.4	9.4	0.0	9.4	8.6	0.0	8.6
6	1186.0	1166.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	227.2	349.4	-140.7	-124.9	-265.6	-200.4	-150.8	-351.2
8	-12.3	-29.4	-295.7	-213.2	-508.9	-707.3	0.0	-707.3
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	1	56,295	54.4				
6	1	56,295	21.0				
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	84.6	
4	118.5	
5	142.4	
6	142.4	
7	118.5	
8	84.6	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm
10	23,837

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 23 - Carichi stradali: taglio max su incastro del tetto (s.l.u.)**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	115.54	115.54	115.54	115.54	115.54	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-9.20	-18.39	-27.59	-36.79	
	T	(kN)	-366.45	-366.45	-366.45	-366.45	-366.45	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	366.45	359.18	352.17	345.42	338.94	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-36.79	14.70	24.26	-2.78	-61.07	
	T	(kN)	115.54	46.12	-14.99	-67.79	-112.28	
TRAVE 4	N	(kN)	324.17	315.99	307.73	299.56	291.49	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-77.92	-52.51	-30.39	-11.45	4.41	
	T	(kN)	143.74	134.33	116.02	98.34	81.27	
TRAVE 5	N	(kN)	177.64	177.99	178.33	178.67	179.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	24.12	106.19	155.87	179.12	183.63	
	T	(kN)	244.10	193.65	87.08	36.98	-12.94	
TRAVE 6	N	(kN)	179.00	179.00	179.00	179.00	179.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	183.63	160.16	106.25	33.80	-57.14	
	T	(kN)	-12.94	-118.96	-168.51	-217.88	-267.08	
TRAVE 7	N	(kN)	319.52	320.65	321.88	323.20	324.51	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-76.82	-90.31	-105.34	-121.98	-140.34	
	T	(kN)	-72.21	-80.57	-89.48	-98.92	-121.65	
TRAVE 8	N	(kN)	307.47	311.93	316.13	320.07	323.75	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-118.97	-36.69	22.21	55.79	62.11	
	T	(kN)	145.24	110.37	72.47	31.56	-12.38	
TRAVE 9	N	(kN)	323.75	323.75	323.75	323.75	323.75	Incastro
	M	(kN.m)	62.11	62.11	62.11	62.11	62.11	
	T	(kN)	-12.38	-12.38	-12.38	-12.38	-12.38	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.32066		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.32067	X(3)= 0.03	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.41717	X(6)= -0.08	X(7)= 0.73
inizio trave 5	X(8)= 0.52022	X(9)= -0.40	X(10)= 1.01
inizio trave 6	X(11)= -0.07013	X(12)= -0.84	X(13)= 0.99
inizio trave 7	X(14)= -0.45965	X(15)= -0.29	X(16)= 0.97
inizio trave 8	X(17)= -0.04480	X(18)= -0.10	X(19)= 1.12
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 23 - Carichi stradali: taglio max su incastro del tetto (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.675$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.675$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.35$ $g_2 = 1.35$ $g_3 = 1.35$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:

Incremento dinamico $q_2 = 1.000$ Fattore di rinterro $Fr = 0.333$

Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.417$

Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili $q_1 = q_3 = 1.35$

Carico 'tandem' di 2 forze Q1k da 300 kN x 0.417 x 1.350 x 0.333 = 56.3 kN/cad.

alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di m 1.01, 2.21

carico distribuito equivalente a $(1 - 0.333)$ delle forze Q1k + q1k = 65.7 kN/m²

Frenata: $(60\% \text{ di } 600\text{kN} + 10\% \text{ di } 9 \times 3 \times 4 \text{ kN}) \times 1.35 \times 0.333 / 7 \text{ archi} = 23.8 \text{ kN}$

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN	
3	1	-36.8	-4.0	-36.8	366.5	115.5	115.5	40.0	32.7	125.0	36.0	4.6	5.34	4.78	0.00	8.06	-109.8	139.3	438.2	139.3	1.93
	2	14.7	-18.1	22.9	359.2	46.1	46.1	40.0	35.7	36.0	36.0	9.1	5.34	4.78	0.00	6.79	136.3	128.0	477.6	128.0	4.13
	3	24.3	-20.9	25.2	352.2	-15.0	-15.0	40.0	35.7	36.0	36.0	8.9	5.34	4.78	1.52	6.79	135.6	-222.4	-576.1	-222.4	4.11
	4	-2.8	-13.2	-20.3	345.4	-67.8	-67.8	40.0	34.0	125.0	36.0	5.3	9.55	4.49	1.20	6.79	-160.8	-196.9	-537.0	-196.9	3.76
	5	-61.1	4.0	-77.7	338.9	-112.3	-100.3	40.0	34.0	125.0	36.0	5.7	12.22	4.27	5.25	6.79	-191.9	-243.8	-636.2	-243.8	2.00
4	1	-77.9	4.0	-77.9	324.2	143.7	106.6	40.0	34.0	125.0	32.0	5.6	12.22	4.86	3.08	5.53	-209.7	198.6	531.7	198.6	3.59
	2	-52.5	-3.4	-77.7	316.0	134.3	114.0	40.0	34.0	125.0	32.0	5.3	10.99	6.50	2.51	5.53	-193.6	198.6	518.3	198.6	3.57
	3	-30.4	-10.1	-59.7	307.7	116.0	105.4	40.0	34.0	125.0	32.0	5.2	9.91	4.52	1.93	5.53	-179.5	198.6	501.7	198.6	3.57
	4	-11.5	-16.2	-36.7	299.6	98.3	88.2	40.0	34.0	125.0	32.0	5.0	9.14	6.50	1.93	5.53	-168.8	198.6	501.0	198.6	3.56
	5	4.4	-21.5	15.6	291.5	81.3	62.4	40.0	35.7	125.0	32.0	5.1	9.14	7.01	4.02	5.53	148.2	208.5	569.4	208.5	3.74

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	
5	1	24.1	-38.4	90.3	177.6	244.1	172.2	48.0	43.7	125.0	36.0	4.8	10.08	6.42	4.53	9.20	146.2	424.7	714.2	424.7	4.35
	2	106.2	-84.5	148.5	178.0	193.7	159.0	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	7.41	14.52	1.24	9.20	272.9	289.6	620.5	289.6	4.40
	3	155.9	-112.2	175.7	178.3	87.1	86.8	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	5.15	14.70	0.76	9.20	275.7	259.7	597.9	259.7	4.40
	4	179.1	-125.1	184.2	178.7	37.0	37.0	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	4.02	14.70	0.00	9.20	275.8	212.3	551.7	212.3	4.40
	5	183.6	-127.4	183.6	179.0	-12.9	-12.9	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	4.02	14.70	0.00	9.20	275.9	-212.3	-551.7	-212.3	4.40
6	1	183.6	-127.4	183.6	179.0	-12.9	-12.9	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	4.02	14.70	0.00	9.20	275.9	-212.3	-551.7	-212.3	4.40
	2	160.2	-114.3	182.2	179.0	-119.0	-119.0	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	4.02	14.70	0.00	9.20	275.9	-212.3	-551.7	-212.3	4.40
	3	106.3	-84.2	150.2	179.0	-168.5	-168.3	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	5.15	14.70	0.76	9.20	275.8	-259.7	-598.0	-259.7	4.40
	4	33.8	-43.7	92.3	179.0	-217.9	-203.4	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	7.41	14.52	1.24	9.20	273.0	-289.6	-620.6	-289.6	4.40
	5	-57.1	7.1	-66.4	179.0	-267.1	-216.5	48.0	42.0	125.0	36.0	5.0	10.08	6.42	4.53	9.20	-199.2	-408.2	-689.8	-408.2	4.76
7	1	-76.8	4.0	-94.6	319.5	-72.2	-63.3	40.0	34.0	125.0	32.0	5.0	9.14	7.01	4.02	5.53	-172.1	-198.6	-547.7	-198.6	3.56
	2	-90.3	8.2	-110.1	320.7	-80.6	-75.7	40.0	34.0	125.0	32.0	5.1	9.14	6.50	1.93	5.53	-172.3	-198.6	-502.7	-198.6	3.56
	3	-105.3	12.7	-127.3	321.9	-89.5	-83.9	40.0	34.0	125.0	32.0	5.2	9.91	4.52	1.93	5.53	-181.8	-198.6	-502.8	-198.6	3.57
	4	-122.0	17.7	-140.2	323.2	-98.9	-88.1	40.0	34.0	125.0	32.0	5.3	10.99	6.50	2.51	5.53	-194.8	-198.6	-518.9	-198.6	3.58
	5	-140.3	23.2	-140.3	324.5	-121.7	-101.9	40.0	34.0	125.0	32.0	5.6	12.22	4.86	3.08	5.53	-209.8	-198.6	-531.8	-198.6	3.59
8	1	-119.0	24.7	-140.2	307.5	145.2	135.1	40.0	34.0	125.0	36.0	5.5	12.22	4.27	5.25	6.79	-188.7	243.8	631.7	243.8	2.00
	2	-36.7	-2.3	-63.5	311.9	110.4	110.4	40.0	34.0	125.0	36.0	5.1	9.55	4.49	1.20	6.79	-157.3	196.9	532.9	196.9	2.00
	3	22.2	-21.1	37.9	316.1	72.5	72.5	40.0	35.7	36.0	36.0	8.6	5.34	4.78	1.52	6.79	128.6	222.4	571.4	222.4	4.09
	4	55.8	-31.5	61.5	320.1	31.6	31.6	40.0	35.7	36.0	36.0	8.8	5.34	4.78	0.00	6.79	128.8	128.0	473.5	128.0	4.11
	5	62.1	-33.2	63.1	323.7	-12.4	-12.4	40.0	35.7	36.0	36.0	9.1	5.34	4.78	0.00	8.06	128.8	-152.1	-473.9	-152.1	4.13

DATI CONDIZIONE DI CARICO 26 - Carichi stradali: max momento pos a 1/4 della trave (s.l.u.)**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	30.5	13.4	1145.1	0.0	1145.1	733.5	-137.8	595.6
4	986.8	848.3	528.1	-97.5	430.6	457.6	-128.5	329.1
5	1205.8	1186.4	9.4	0.0	9.4	8.6	0.0	8.6
6	1186.0	1166.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	227.2	349.4	-140.7	-127.4	-268.0	-200.4	-151.4	-351.8
8	-12.3	-29.4	-295.7	-214.1	-509.8	-707.3	0.0	-707.3
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	2	56,295	18.4	56,295	138.4		
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	84.6	
4	118.5	
5	142.4	
6	142.4	
7	118.5	
8	84.6	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm
13	23,837

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 26 - Carichi stradali: max momento pos a 1/4 della trave (s.l.u.)**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	116.20	116.20	116.20	116.20	116.20	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-9.44	-18.89	-28.33	-37.78	
	T	(kN)	-376.34	-376.34	-376.34	-376.34	-376.34	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	376.34	369.07	362.06	355.31	348.82	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-37.78	14.15	24.17	-2.32	-59.97	
	T	(kN)	116.20	46.82	-14.21	-66.88	-111.18	
TRAVE 4	N	(kN)	330.35	322.13	313.84	305.65	297.55	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-76.67	-49.88	-26.37	-6.04	11.22	
	T	(kN)	148.92	142.16	123.89	106.23	89.19	
TRAVE 5	N	(kN)	152.46	152.80	153.15	153.48	153.81	Cerniera interna
	M	(kN.m)	32.47	105.58	151.36	178.33	178.09	
	T	(kN)	253.99	147.24	96.96	46.87	-59.35	
TRAVE 6	N	(kN)	177.65	177.65	177.65	177.65	177.65	Cerniera interna
	M	(kN.m)	178.09	146.51	96.31	27.56	-59.67	
	T	(kN)	-59.35	-109.08	-158.63	-208.00	-257.19	
TRAVE 7	N	(kN)	311.56	312.66	313.87	315.17	316.47	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-78.10	-90.54	-104.50	-120.09	-137.40	
	T	(kN)	-66.20	-74.59	-83.51	-92.97	-117.02	
TRAVE 8	N	(kN)	297.59	302.05	306.25	310.18	313.86	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-116.25	-34.94	22.95	55.52	60.81	
	T	(kN)	143.75	108.83	70.90	29.96	-13.98	
TRAVE 9	N	(kN)	313.86	313.86	313.86	313.86	313.86	Incastro
	M	(kN.m)	60.81	60.81	60.81	60.81	60.81	
	T	(kN)	-13.98	-13.98	-13.98	-13.98	-13.98	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.32341		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.32341	X(3)= 0.03	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.41927	X(6)= -0.09	X(7)= 0.74
inizio trave 5	X(8)= 0.50317	X(9)= -0.40	X(10)= 1.03
inizio trave 6	X(11)= -0.08600	X(12)= -0.81	X(13)= 1.01
inizio trave 7	X(14)= -0.43653	X(15)= -0.27	X(16)= 0.99
inizio trave 8	X(17)= -0.02324	X(18)= -0.10	X(19)= 1.13
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 26 - Carichi stradali: max momento pos a 1/4 della trave (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.675$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.675$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.35$ $g_2 = 1.35$ $g_3 = 1.35$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:

Incremento dinamico $q_2 = 1.000$ Fattore di rinterro $Fr = 0.333$

Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.417$

Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili $q_1 = q_3 = 1.35$

Carico 'tandem' di 2 forze Q1k da 300 kN x 0.417 x 1.350 x 0.333 = 56.3 kN/cad.

alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di m 0.65, 1.85

carico distribuito equivalente a $(1 - 0.333)$ delle forze Q1k + q1k = 65.7 kN/m²

Frenata: $(60\% \text{ di } 600\text{kN} + 10\% \text{ di } 9 \times 3 \times 4 \text{ kN}) \times 1.35 \times 0.333 / 7 \text{ archi} = 23.8 \text{ kN}$

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN	
3	1	-37.8	-4.0	-37.8	376.3	116.2	116.2	40.0	32.7	125.0	36.0	4.6	5.34	4.78	0.00	8.06	-110.9	139.3	439.2	139.3	1.93
	2	14.1	-17.9	22.5	369.1	46.8	46.8	40.0	35.7	36.0	36.0	9.2	5.34	4.78	0.00	6.79	138.2	128.0	478.7	128.0	4.13
	3	24.2	-20.7	25.0	362.1	-14.2	-14.2	40.0	35.7	36.0	36.0	9.0	5.34	4.78	1.52	6.79	137.5	-222.4	-577.3	-222.4	4.12
	4	-2.3	-13.4	-19.6	355.3	-66.9	-66.9	40.0	34.0	125.0	36.0	5.3	9.55	4.49	1.20	6.79	-161.9	-196.9	-538.1	-196.9	3.76
	5	-60.0	3.2	-76.4	348.8	-111.2	-99.3	40.0	34.0	125.0	36.0	5.7	12.22	4.27	5.25	6.79	-192.9	-243.8	-637.6	-243.8	2.00
4	1	-76.7	3.2	-76.7	330.3	148.9	111.8	40.0	34.0	125.0	32.0	5.6	12.22	4.86	3.08	5.53	-210.7	198.6	532.3	198.6	3.59
	2	-49.9	-4.5	-76.4	322.1	142.2	121.8	40.0	34.0	125.0	32.0	5.3	10.99	6.50	2.51	5.53	-194.6	198.6	518.8	198.6	3.57
	3	-26.4	-11.6	-57.5	313.8	123.9	113.2	40.0	34.0	125.0	32.0	5.2	9.91	4.52	1.93	5.53	-180.5	198.6	502.2	198.6	3.57
	4	-6.0	-18.0	-33.0	305.6	106.2	96.1	40.0	34.0	125.0	32.0	5.0	9.14	6.50	1.93	5.53	-169.8	198.6	501.5	198.6	3.56
	5	11.2	-23.8	23.6	297.5	89.2	70.4	40.0	35.7	125.0	32.0	5.1	9.14	7.01	4.02	5.53	149.2	208.5	569.9	208.5	3.74

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	
5	1	32.5	-46.1	93.4	152.5	254.0	158.0	48.0	43.7	125.0	36.0	4.7	10.08	6.42	4.53	9.20	141.3	424.7	711.7	424.7	4.34
	2	105.6	-93.9	143.2	152.8	147.2	132.4	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	7.41	14.52	1.24	9.20	268.0	289.6	618.3	289.6	4.40
	3	151.4	-123.7	174.1	153.1	97.0	96.7	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	5.15	14.70	0.76	9.20	270.9	259.7	595.8	259.7	4.40
	4	178.3	-141.0	182.4	153.5	46.9	46.9	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	4.02	14.70	0.00	9.20	270.9	212.3	549.8	212.3	4.40
	5	178.1	-140.6	181.6	153.8	-59.3	-59.3	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	4.02	14.70	0.00	9.20	271.0	-212.3	-549.8	-212.3	4.40
6	1	178.1	-125.1	181.6	177.6	-59.3	-59.3	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	4.02	14.70	0.00	9.20	275.6	-212.3	-551.6	-212.3	4.40
	2	146.5	-107.3	172.9	177.6	-109.1	-109.1	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	4.02	14.70	0.00	9.20	275.6	-212.3	-551.6	-212.3	4.40
	3	96.3	-79.1	137.4	177.6	-158.6	-158.4	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	5.15	14.70	0.76	9.20	275.6	-259.7	-597.9	-259.7	4.40
	4	27.6	-40.4	83.2	177.6	-208.0	-193.6	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	7.41	14.52	1.24	9.20	272.8	-289.6	-620.5	-289.6	4.40
	5	-59.7	8.7	-68.6	177.6	-257.2	-206.6	48.0	42.0	125.0	36.0	5.0	10.08	6.42	4.53	9.20	-198.9	-408.2	-689.7	-408.2	4.76
7	1	-78.1	5.1	-94.5	311.6	-66.2	-57.3	40.0	34.0	125.0	32.0	5.0	9.14	7.01	4.02	5.53	-170.8	-198.6	-547.0	-198.6	3.56
	2	-90.5	9.0	-109.0	312.7	-74.6	-69.7	40.0	34.0	125.0	32.0	5.0	9.14	6.50	1.93	5.53	-171.0	-198.6	-502.1	-198.6	3.56
	3	-104.5	13.3	-125.1	313.9	-83.5	-77.9	40.0	34.0	125.0	32.0	5.2	9.91	4.52	1.93	5.53	-180.5	-198.6	-502.2	-198.6	3.57
	4	-120.1	18.1	-137.2	315.2	-93.0	-82.1	40.0	34.0	125.0	32.0	5.3	10.99	6.50	2.51	5.53	-193.5	-198.6	-518.2	-198.6	3.57
	5	-137.4	23.4	-137.4	316.5	-117.0	-97.2	40.0	34.0	125.0	32.0	5.5	12.22	4.86	3.08	5.53	-208.4	-198.6	-531.1	-198.6	3.59
8	1	-116.2	25.0	-137.2	297.6	143.8	133.6	40.0	34.0	125.0	36.0	5.5	12.22	4.27	5.25	6.79	-187.7	243.8	630.3	243.8	2.00
	2	-34.9	-2.5	-61.4	302.0	108.8	108.8	40.0	34.0	125.0	36.0	5.1	9.55	4.49	1.20	6.79	-156.2	196.9	531.7	196.9	2.00
	3	23.0	-21.5	38.2	306.2	70.9	70.9	40.0	35.7	36.0	36.0	8.5	5.34	4.78	1.52	6.79	126.7	222.4	570.2	222.4	4.09
	4	55.5	-31.9	60.8	310.2	30.0	30.0	40.0	35.7	36.0	36.0	8.7	5.34	4.78	0.00	6.79	126.9	128.0	472.4	128.0	4.10
	5	60.8	-33.4	62.1	313.9	-14.0	-14.0	40.0	35.7	36.0	36.0	9.0	5.34	4.78	0.00	8.06	127.0	-152.1	-472.8	-152.1	4.12

DATI CONDIZIONE DI CARICO 28 - Carichi stradali: reinterro min., q1a in mezzeria + spinte asimmm (s.l.u.)**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	24.5	7.4	802.1	0.0	802.1	390.5	-98.1	292.4
4	497.2	358.7	281.4	-69.3	212.0	210.8	-108.7	102.2
5	519.4	500.0	3.4	0.0	3.4	2.6	0.0	2.6
6	499.9	480.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	326.9	449.2	-43.0	-108.8	-151.8	-102.7	-143.2	-245.9
8	-6.3	-23.4	-151.5	-202.5	-354.0	-563.1	0.0	-563.1
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	1	123,145	93.4				
6	1	123,145	60.0				
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	84.6	
4	118.5	
5	142.4	
6	142.4	
7	118.5	
8	84.6	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm
13	52,144

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 28 - Carichi stradali: reinterro min., q1a in mezzzeria + spinte asimmm (s.l.u.

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	71.51	71.51	71.51	71.51	71.51	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-6.91	-13.81	-20.72	-27.62	
	T	(kN)	-275.15	-275.15	-275.15	-275.15	-275.15	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	275.15	268.27	261.64	255.28	249.18	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-27.62	2.60	4.69	-16.36	-55.57	
	T	(kN)	71.51	23.85	-16.05	-48.19	-72.57	
TRAVE 4	N	(kN)	229.63	224.73	219.80	214.93	210.15	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-66.40	-45.91	-27.15	-9.98	5.69	
	T	(kN)	108.02	110.92	101.53	92.78	84.66	
TRAVE 5	N	(kN)	90.41	90.53	90.65	90.76	90.86	Cerniera interna
	M	(kN.m)	24.89	94.78	155.44	179.23	175.44	
	T	(kN)	198.75	174.04	149.50	2.00	-22.18	
TRAVE 6	N	(kN)	143.00	143.00	143.00	143.00	143.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	175.44	162.62	122.36	45.49	-40.21	
	T	(kN)	-22.18	-46.17	-193.14	-216.78	-240.24	
TRAVE 7	N	(kN)	275.72	279.49	283.33	287.25	291.12	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-59.64	-73.95	-89.76	-107.17	-126.28	
	T	(kN)	-76.87	-85.09	-93.87	-103.21	-116.84	
TRAVE 8	N	(kN)	286.91	291.76	296.34	300.67	304.73	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-108.53	-38.76	13.90	47.40	59.70	
	T	(kN)	120.85	95.81	67.58	36.18	1.59	
TRAVE 9	N	(kN)	304.73	304.73	304.73	304.73	304.73	Incastro
	M	(kN.m)	59.70	59.70	59.70	59.70	59.70	
	T	(kN)	1.59	1.59	1.59	1.59	1.59	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.09313		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.09314	X(3)= 0.01	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.43535	X(6)= -0.08	X(7)= 0.46
inizio trave 5	X(8)= 0.52254	X(9)= -0.40	X(10)= 0.75
inizio trave 6	X(11)= -0.05146	X(12)= -0.85	X(13)= 0.74
inizio trave 7	X(14)= -0.47917	X(15)= -0.31	X(16)= 0.73
inizio trave 8	X(17)= -0.13032	X(18)= -0.10	X(19)= 0.91
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 28 - Carichi stradali: reinterro min., q1a in mezzeria + spinte asim (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00 \text{ m.}$ $Y_p = 0.25 \text{ m.}$
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) $a_{sx} = 4\%$ $a_{dx} = 4\%$
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m^3 a destra: 1.83 t/m^3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.675$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.675$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.25 m. a dx: 2.14 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.35$ $g_2 = 1.35$ $g_3 = 1.35$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:

Incremento dinamico $q_2 = 1.000$ Fattore di rinterro $Fr = 0.729$

Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.417$

Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili $q_1 = q_3 = 1.35$

Carico 'tandem' di 2 forze Q_{1k} da $300 \text{ kN} \times 0.417 \times 1.350 \times 0.729 = 123.1 \text{ kN/cad.}$

alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di $m \ 1.40, \ 2.60$

carico distribuito equivalente a $(1 - 0.729)$ delle forze $Q_{1k} + q_{1k} = 33.9 \text{ kN/m}^2$

Frenata: $(60\% \text{ di } 600\text{kN} + 10\% \text{ di } 9 \times 3 \times 4 \text{ kN}) \times 1.35 \times 0.729 / 7 \text{ archi} = 52.1 \text{ kN}$

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN	
3	1	-27.6	-4.0	-27.6	275.2	71.5	71.5	40.0	32.7	125.0	36.0	4.2	5.34	4.78	0.00	8.06	-99.6	139.3	429.3	139.3	1.93
	2	2.6	-15.0	6.4	268.3	23.9	23.9	40.0	35.7	36.0	36.0	8.3	5.34	4.78	0.00	6.79	118.8	128.0	468.0	128.0	4.07
	3	4.7	-15.8	6.9	261.6	-16.0	-16.0	40.0	35.7	36.0	36.0	8.0	5.34	4.78	1.52	6.79	117.9	-222.4	-564.4	-222.4	4.06
	4	-16.4	-7.6	-28.5	255.3	-48.2	-48.2	40.0	34.0	125.0	36.0	4.9	9.55	4.49	1.20	6.79	-151.2	-196.9	-526.1	-196.9	2.00
	5	-55.6	8.3	-66.2	249.2	-72.6	-66.7	40.0	34.0	125.0	36.0	5.3	12.22	4.27	5.25	6.79	-182.6	-243.8	-623.4	-243.8	2.00
4	1	-66.4	8.9	-66.4	229.6	108.0	88.0	40.0	34.0	125.0	32.0	5.2	12.22	4.86	3.08	5.53	-194.2	198.6	523.5	198.6	3.57
	2	-45.9	0.4	-66.2	224.7	110.9	100.0	40.0	34.0	125.0	32.0	5.0	10.99	6.50	2.51	5.53	-178.5	198.6	510.5	198.6	3.56
	3	-27.1	-7.6	-51.8	219.8	101.5	96.0	40.0	34.0	125.0	32.0	4.8	9.91	4.52	1.93	5.53	-164.8	198.6	494.4	198.6	3.55
	4	-10.0	-15.4	-32.6	214.9	92.8	88.1	40.0	34.0	125.0	32.0	4.6	9.14	6.50	1.93	5.53	-154.5	198.6	494.0	198.6	3.54
	5	5.7	-22.7	18.0	210.1	84.7	76.2	40.0	35.7	125.0	32.0	4.8	9.14	7.01	4.02	5.53	134.8	208.5	561.7	208.5	3.72

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	
5	1	24.9	-52.4	80.6	90.4	198.8	173.2	48.0	43.7	125.0	36.0	4.5	10.08	6.42	4.53	9.20	129.0	424.7	705.5	424.7	4.33
	2	94.8	-129.5	143.3	90.5	174.0	166.7	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	7.41	14.52	1.24	9.20	256.0	289.6	612.9	289.6	4.39
	3	155.4	-196.3	178.9	90.6	149.5	149.4	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	5.15	14.70	0.76	9.20	258.8	259.7	590.6	259.7	4.39
	4	179.2	-222.3	179.2	90.8	2.0	2.0	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	258.8	212.3	544.9	212.3	4.39
	5	175.4	-217.9	179.2	90.9	-22.2	-22.2	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	258.8	-212.3	-544.9	-212.3	4.39
6	1	175.4	-147.5	179.2	143.0	-22.2	-22.2	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	4.02	14.70	0.00	9.20	268.9	-212.3	-548.9	-212.3	4.40
	2	162.6	-138.6	173.5	143.0	-46.2	-46.2	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	4.02	14.70	0.00	9.20	268.9	-212.3	-548.9	-212.3	4.40
	3	122.4	-110.4	158.7	143.0	-193.1	-193.0	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	5.15	14.70	0.76	9.20	268.9	-259.7	-594.9	-259.7	4.40
	4	45.5	-56.7	106.7	143.0	-216.8	-209.9	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	7.41	14.52	1.24	9.20	266.2	-289.6	-617.5	-289.6	4.40
	5	-40.2	3.3	-48.5	143.0	-240.2	-216.2	48.0	42.0	125.0	36.0	4.9	10.08	6.42	4.53	9.20	-191.4	-408.2	-686.4	-408.2	4.75
7	1	-59.6	1.6	-78.5	275.7	-76.9	-68.2	40.0	34.0	125.0	32.0	4.9	9.14	7.01	4.02	5.53	-164.8	-198.6	-543.8	-198.6	3.55
	2	-73.9	6.5	-94.8	279.5	-85.1	-80.3	40.0	34.0	125.0	32.0	4.9	9.14	6.50	1.93	5.53	-165.4	-198.6	-499.3	-198.6	3.55
	3	-89.8	11.7	-112.7	283.3	-93.9	-88.4	40.0	34.0	125.0	32.0	5.1	9.91	4.52	1.93	5.53	-175.4	-198.6	-499.7	-198.6	3.56
	4	-107.2	17.3	-126.1	287.2	-103.2	-92.4	40.0	34.0	125.0	32.0	5.2	10.99	6.50	2.51	5.53	-188.9	-198.6	-515.8	-198.6	3.57
	5	-126.3	23.4	-126.3	291.1	-116.8	-97.2	40.0	34.0	125.0	32.0	5.4	12.22	4.86	3.08	5.53	-204.3	-198.6	-528.9	-198.6	3.58
8	1	-108.5	23.8	-126.1	286.9	120.8	113.8	40.0	34.0	125.0	36.0	5.4	12.22	4.27	5.25	6.79	-186.5	243.8	628.8	243.8	2.00
	2	-38.8	-0.8	-61.8	291.8	95.8	95.8	40.0	34.0	125.0	36.0	5.0	9.55	4.49	1.20	6.79	-155.1	196.9	530.5	196.9	2.00
	3	13.9	-18.7	28.8	296.3	67.6	67.6	40.0	35.7	36.0	36.0	8.4	5.34	4.78	1.52	6.79	124.7	222.4	568.9	222.4	4.08
	4	47.4	-29.8	54.6	300.7	36.2	36.2	40.0	35.7	36.0	36.0	8.6	5.34	4.78	0.00	6.79	125.1	128.0	471.4	128.0	4.09
	5	59.7	-33.6	60.1	304.7	1.6	1.6	40.0	35.7	36.0	36.0	8.9	5.34	4.78	0.00	8.06	125.2	152.1	471.8	152.1	4.12

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti					Area acc. min.
			MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentr.	VRsd	VRcd	VRd		
			kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	cm2	
3	1	23dx	62.1	-33.2	63.1	323.7	-12.4	-12.4	40.0	35.7	36.0	36.0	9.1	5.34	4.78	0.00	8.06	128.8	-152.1	-473.9	-152.1	4.13	
		26sx	-37.8	-4.0	-37.8	376.3	116.2	116.2	40.0	32.7	125.0	36.0	4.6	5.34	4.78	0.00	8.06	-110.9	139.3	439.2	139.3	1.93	
		26sx	-37.8	-4.0	-37.8	376.3	116.2	116.2	40.0	32.7	125.0	36.0	4.6	5.34	4.78	0.00	8.06	-110.9	139.3	439.2	139.3	1.93	
3	2	26dx	55.5	-31.9	60.8	310.2	30.0	30.0	40.0	35.7	36.0	36.0	8.7	5.34	4.78	0.00	6.79	126.9	128.0	472.4	128.0	4.10	
		26sx	14.1	-17.9	22.5	369.1	46.8	46.8	40.0	35.7	36.0	36.0	9.2	5.34	4.78	0.00	6.79	138.2	128.0	478.7	128.0	4.13	
3	3	26dx	23.0	-21.5	38.2	306.2	70.9	70.9	40.0	35.7	36.0	36.0	8.5	5.34	4.78	1.52	6.79	126.7	222.4	570.2	222.4	4.09	
		21dx	20.4	-19.5	36.8	373.6	75.6	75.6	40.0	35.7	36.0	36.0	9.1	5.34	4.78	1.52	6.79	139.8	222.4	578.8	222.4	4.13	
3	4	10sx	9.9	-22.0	17.9	123.8	-38.5	-38.5	40.0	35.7	36.0	36.0	6.5	9.55	4.49	1.20	6.79	86.3	-202.9	-533.1	-202.9	3.97	
		21dx	-40.5	-3.1	-68.0	369.4	113.4	113.4	40.0	34.0	125.0	36.0	5.4	9.55	4.49	1.20	6.79	-163.4	196.9	539.8	196.9	2.00	
		21dx	-40.5	-3.1	-68.0	369.4	113.4	113.4	40.0	35.7	36.0	36.0	5.4	9.55	4.49	1.20	6.79	-163.4	196.9	539.8	196.9	2.00	
3	5																						
		21dx	-124.6	20.1	-146.2	365.0	148.1	138.0	40.0	34.0	125.0	36.0	5.8	12.22	4.27	5.25	6.79	-194.6	243.8	639.9	243.8	2.00	
		21dx	-124.6	20.1	-146.2	365.0	148.1	138.0	40.0	34.0	125.0	36.0	5.8	12.22	4.27	5.25	6.79	-194.6	243.8	639.9	243.8	2.00	
4	1																						
		21dx	-146.5	19.9	-146.5	367.1	-149.8	-116.1	40.0	34.0	125.0	32.0	5.7	12.22	4.86	3.08	5.53	-216.7	-198.6	-535.5	-198.6	3.60	
		21dx	-146.5	19.9	-146.5	367.1	-149.8	-116.1	40.0	34.0	125.0	32.0	5.7	12.22	4.86	3.08	5.53	-216.7	-198.6	-535.5	-198.6	3.60	
4	2																						
		21dx	-121.9	14.0	-146.2	358.6	-130.5	-111.9	40.0	34.0	125.0	32.0	5.5	10.99	6.50	2.51	5.53	-200.6	-198.6	-521.9	-198.6	3.58	
		26sx	-49.9	-4.5	-76.4	322.1	142.2	121.8	40.0	34.0	125.0	32.0	5.3	10.99	6.50	2.51	5.53	-194.6	198.6	518.8	198.6	3.57	
4	3	23dx	-105.3	12.7	-127.3	321.9	-89.5	-83.9	40.0	34.0	125.0	32.0	5.2	9.91	4.52	1.93	5.53	-181.8	-198.6	-502.8	-198.6	3.57	
		26sx	-26.4	-11.6	-57.5	313.8	123.9	113.2	40.0	34.0	125.0	32.0	5.2	9.91	4.52	1.93	5.53	-180.5	198.6	502.2	198.6	3.57	
4	4																						
		23dx	-90.3	8.2	-110.1	320.7	-80.6	-75.7	40.0	34.0	125.0	32.0	5.1	9.14	6.50	1.93	5.53	-172.3	-198.6	-502.7	-198.6	3.56	
		26sx	-6.0	-18.0	-33.0	305.6	106.2	96.1	40.0	34.0	125.0	32.0	5.0	9.14	6.50	1.93	5.53	-169.8	198.6	501.5	198.6	3.56	
4	5	26sx	11.2	-23.8	23.6	297.5	89.2	70.4	40.0	35.7	125.0	32.0	5.1	9.14	7.01	4.02	5.53	149.2	208.5	569.9	208.5	3.74	
		26dx	-78.1	5.1	-94.5	311.6	-66.2	-57.3	40.0	34.0	125.0	32.0	5.0	9.14	7.01	4.02	5.53	-170.8	-198.6	-547.0	-198.6	3.56	
		28sx	5.7	-22.7	18.0	210.1	84.7	76.2	40.0	34.0	125.0	32.0	4.8	9.14	7.01	4.02	5.53	134.8	208.5	561.7	208.5	3.72	

TRAVE sezione		Condizione di carico	Sollecitazioni esterne					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.	
			MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentr.	VRsd	VRcd		VRd
			kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN		kN
5	1	26sx	32.5	-46.1	93.4	152.5	254.0	158.0	48.0	43.7	125.0	36.0	4.7	10.08	6.42	4.53	9.20	141.3	424.7	711.7	424.7	4.34
		26dx	-59.7	8.7	-68.6	177.6	-257.2	-206.6	48.0	42.0	125.0	36.0	5.0	10.08	6.42	4.53	9.20	-198.9	-408.2	-689.7	-408.2	4.76
		21dx	-44.8	-0.2	-54.3	181.4	-274.8	-224.2	48.0	42.0	125.0	36.0	5.1	10.08	6.42	4.53	9.20	-199.7	-408.2	-690.1	-408.2	4.76
5	2	28sx	94.8	-129.5	143.3	90.5	174.0	166.7	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	7.41	14.52	1.24	9.20	256.0	289.6	612.9	289.6	4.39
		21dx	49.1	-51.9	109.9	181.4	-225.6	-211.2	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	7.41	14.52	1.24	9.20	273.5	-289.6	-620.8	-289.6	4.40
5	3	28sx	155.4	-196.3	178.9	90.6	149.5	149.4	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	5.15	14.70	0.76	9.20	258.8	259.7	590.6	259.7	4.39
		28dx	122.4	-110.4	158.7	143.0	-193.1	-193.0	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	5.15	14.70	0.76	9.20	268.9	-259.7	-594.9	-259.7	4.40
5	4	28sx	179.2	-222.3	179.2	90.8	2.0	2.0	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	258.8	212.3	544.9	212.3	4.39
		23dx	160.2	-114.3	182.2	179.0	-119.0	-119.0	48.0	43.7	125.0	36.0	6.1	4.02	14.70	0.00	9.20	275.9	-212.3	-551.7	-212.3	4.40
5	5	28sx	175.4	-217.9	179.2	90.9	-22.2	-22.2	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	258.8	-212.3	-544.9	-212.3	4.39
		26sx	178.1	-140.6	181.6	153.8	-59.3	-59.3	48.0	43.7	125.0	36.0	6.0	4.02	14.70	0.00	9.20	271.0	-212.3	-549.8	-212.3	4.40

DATI CONDIZIONE DI CARICO 41 - S.I.s. combinaz. quasi permanente: profilo massimo ammissibile**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	543.9	0.0	543.9	239.0	-13.7	225.4
4	300.7	198.1	176.1	-9.7	166.4	123.8	-10.3	113.5
5	284.7	270.3	7.0	0.0	7.0	6.4	0.0	6.4
6	270.0	255.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	168.3	258.8	-104.2	-8.8	-113.0	-148.4	-9.3	-157.7
8	-9.1	-21.8	-219.0	-13.1	-232.2	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	62.7	
4	87.8	
5	105.5	
6	105.5	
7	87.8	
8	62.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 41 - S.I.s. combinaz. quasi permanente: profilo massimo ammissibile**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	54.54	54.54	54.54	54.54	54.54	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-2.69	-5.38	-8.08	-10.77	
	T	(kN)	-107.28	-107.28	-107.28	-107.28	-107.28	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	107.28	101.90	96.70	91.70	86.90	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-10.77	13.56	18.56	7.32	-17.02	
	T	(kN)	54.54	22.01	-5.66	-28.49	-46.47	
TRAVE 4	N	(kN)	95.90	93.23	90.65	88.19	85.86	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-23.91	-20.00	-17.24	-15.56	-14.90	
	T	(kN)	32.63	18.82	12.48	6.54	1.01	
TRAVE 5	N	(kN)	61.81	62.07	62.33	62.57	62.82	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-13.15	4.98	17.67	24.98	26.95	
	T	(kN)	55.62	41.07	26.65	12.36	-1.80	
TRAVE 6	N	(kN)	62.82	62.82	62.82	62.82	62.82	Cerniera interna
	M	(kN.m)	26.95	23.65	15.11	1.39	-17.46	
	T	(kN)	-1.80	-15.82	-29.70	-43.45	-57.07	
TRAVE 7	N	(kN)	87.23	89.18	91.24	93.43	95.69	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-19.27	-19.88	-21.41	-23.93	-27.51	
	T	(kN)	-0.89	-5.98	-11.42	-17.20	-31.48	
TRAVE 8	N	(kN)	84.90	88.20	91.31	94.23	96.96	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-20.42	4.71	16.77	12.90	-9.73	
	T	(kN)	47.80	29.68	7.12	-19.88	-51.32	
TRAVE 9	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 10	N	(kN)	51.32	51.32	51.32	51.32	51.32	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-9.73	-7.30	-4.87	-2.43	0.00	
	T	(kN)	96.96	96.96	96.96	96.96	96.96	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.14366		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.14366	X(3)= 0.01	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= -0.01664	X(6)= -0.02	X(7)= 0.07
inizio trave 5	X(8)= 0.05547	X(9)= -0.04	X(10)= 0.08
inizio trave 6	X(11)= -0.00300	X(12)= -0.10	X(13)= 0.08
inizio trave 7	X(14)= -0.05073	X(15)= -0.03	X(16)= 0.07
inizio trave 8	X(17)= 0.03858	X(18)= -0.02	X(19)= 0.07
inizio trave 9	X(20)= -0.07850	X(21)= 0.01	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= -0.07850	X(21)= 0.01	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= -0.07850		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 41 - S.I.s. combinaz. quasi permanente: profilo massimo ammissibile

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Increm. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Nessuno

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W _k mm
			M0 baricentrico	e1 distanza da facc.	M1 facciata interna	N1	T1	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compreso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	σ _{acc}	σ _{cls}	τ _{cls}	σ _{staffe}	σ _{f.pieg}	
			kN.m	cm	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	41	-10.8	-4.0	4.3	107.3	54.5	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	7.0	1.1	0.55	-	-	0.0000
	2	41	13.6	-27.3	27.9	101.9	22.0	40.0	35.7	36.0	36.0	34.4	5.34	4.78	0.00	6.79	0.3	1.5	0.27	-	-	0.0000
	3	41	18.6	-33.2	32.1	96.7	-5.7	40.0	35.7	36.0	36.0	23.5	5.34	4.78	1.52	6.79	7.0	2.2	-0.06	-	-	0.0000
	4	41	7.3	-22.0	20.2	91.7	-28.5	40.0	35.7	36.0	36.0	43.3	9.55	4.49	1.20	6.79	-0.9	0.9	-0.29	-	-	0.0000
	5	41	-17.0	5.5	-4.8	86.9	-46.5	40.0	34.0	125.0	36.0	10.7	12.22	4.27	5.25	6.79	21.4	1.6	-0.42	-	-	0.0000
4	1	41	-23.9	4.9	-4.7	95.9	32.6	40.0	34.0	125.0	32.0	10.9	12.22	4.86	3.08	5.53	22.2	1.8	0.34	-	-	0.0000
	2	41	-20.0	1.4	-1.3	93.2	18.8	40.0	34.0	125.0	32.0	12.0	10.99	6.50	2.51	5.53	15.5	1.4	0.20	-	-	0.0000
	3	41	-17.2	-1.0	0.9	90.6	12.5	40.0	34.0	125.0	32.0	13.6	9.91	4.52	1.93	5.53	10.7	1.2	0.13	-	-	0.0000
	4	41	-15.6	-2.4	2.1	88.2	6.5	40.0	34.0	125.0	32.0	14.9	9.14	6.50	1.93	5.53	7.8	1.0	0.07	-	-	0.0000
	5	41	-14.9	-2.6	2.3	85.9	1.0	40.0	34.0	125.0	32.0	15.4	9.14	7.01	4.02	5.53	7.0	1.0	0.01	-	-	0.0000

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compresso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
5	1	41	-13.1	-3.6	2.2	61.8	55.6	48.0	42.0	125.0	36.0	20.5	10.08	6.42	4.53	9.20	3.6	0.6	0.43	-	-	0.0000
	2	41	5.0	-32.9	20.4	62.1	41.1	48.0	43.7	125.0	36.0	54.9	7.41	14.52	1.24	9.20	-0.3	0.2	0.33	-	-	0.0000
	3	41	17.7	-53.2	33.2	62.3	26.6	48.0	43.7	125.0	36.0	14.2	5.15	14.70	0.76	9.20	10.8	0.9	0.19	-	-	0.0000
	4	41	25.0	-64.8	40.5	62.6	12.4	48.0	43.7	125.0	36.0	11.5	4.02	14.70	0.00	9.20	22.0	1.3	0.09	-	-	0.0000
	5	41	27.0	-67.8	42.6	62.8	-1.8	48.0	43.7	125.0	36.0	11.1	4.02	14.70	0.00	9.20	25.1	1.4	-0.01	-	-	0.0000
6	1	41	27.0	-67.8	42.6	62.8	-1.8	48.0	43.7	125.0	36.0	11.1	4.02	14.70	0.00	9.20	25.1	1.4	-0.01	-	-	0.0000
	2	41	23.6	-62.5	39.3	62.8	-15.8	48.0	43.7	125.0	36.0	11.8	4.02	14.70	0.00	9.20	19.9	1.2	-0.11	-	-	0.0000
	3	41	15.1	-48.9	30.7	62.8	-29.7	48.0	43.7	125.0	36.0	16.3	5.15	14.70	0.76	9.20	7.1	0.7	-0.22	-	-	0.0000
	4	41	1.4	-27.1	17.0	62.8	-43.5	48.0	43.7	125.0	36.0	129.8	7.41	14.52	1.24	9.20	-0.7	0.2	-0.35	-	-	0.0000
	5	41	-17.5	3.0	-1.9	62.8	-57.1	48.0	42.0	125.0	36.0	13.0	10.08	6.42	4.53	9.20	12.0	0.9	-0.42	-	-	0.0000
7	1	41	-19.3	2.1	-1.8	87.2	-0.9	40.0	34.0	125.0	32.0	11.0	9.14	7.01	4.02	5.53	18.2	1.5	-0.01	-	-	0.0000
	2	41	-19.9	2.3	-2.0	89.2	-6.0	40.0	34.0	125.0	32.0	10.9	9.14	6.50	1.93	5.53	19.1	1.5	-0.06	-	-	0.0000
	3	41	-21.4	3.5	-3.2	91.2	-11.4	40.0	34.0	125.0	32.0	10.7	9.91	4.52	1.93	5.53	21.4	1.6	-0.12	-	-	0.0000
	4	41	-23.9	5.6	-5.2	93.4	-17.2	40.0	34.0	125.0	32.0	10.3	10.99	6.50	2.51	5.53	25.2	1.8	-0.18	-	-	0.0000
	5	41	-27.5	8.8	-8.4	95.7	-31.5	40.0	34.0	125.0	32.0	9.9	12.22	4.86	3.08	5.53	30.8	2.1	-0.32	-	-	0.0000
8	1	41	-20.4	10.0	-8.5	84.9	47.8	40.0	34.0	125.0	36.0	9.6	12.22	4.27	5.25	6.79	29.9	2.0	0.43	-	-	0.0000
	2	41	4.7	-19.4	17.1	88.2	29.7	40.0	35.7	36.0	36.0	52.6	9.55	4.49	1.20	6.79	-1.3	0.7	0.30	-	-	0.0000
	3	41	16.8	-32.4	29.6	91.3	7.1	40.0	35.7	36.0	36.0	25.3	5.34	4.78	1.52	6.79	4.8	2.0	0.07	-	-	0.0000
	4	41	12.9	-27.7	26.1	94.2	-19.9	40.0	35.7	36.0	36.0	33.8	5.34	4.78	0.00	6.79	0.5	1.4	-0.24	-	-	0.0000
	5	41	-9.7	-4.0	3.9	97.0	-51.3	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	6.3	1.0	-0.51	-	-	0.0000

DATI CONDIZIONE DI CARICO 51 - S.I.s. combinaz. frequente: q1a in mezzzeria + spinte asim.

CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	848.2	0.0	848.2	543.3	-83.9	459.4
4	623.4	520.8	391.2	-59.4	331.8	338.9	-75.1	263.9
5	741.1	726.7	7.0	0.0	7.0	6.4	0.0	6.4
6	726.4	712.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	491.0	581.6	-104.2	-73.9	-178.1	-148.4	-89.2	-237.6
8	-9.1	-21.8	-219.0	-126.1	-345.1	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	1	31,275	93.4				
6	1	31,275	60.0				
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	62.7	
4	87.8	
5	105.5	
6	105.5	
7	87.8	
8	62.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 51 - S.I.s. combinaz. frequente: q1a in mezzeria + spinte asimmm.

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	87.16	87.16	87.16	87.16	87.16	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-5.72	-11.44	-17.17	-22.89	
	T	(kN)	-228.00	-228.00	-228.00	-228.00	-228.00	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	228.00	222.62	217.43	212.43	207.62	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-22.89	16.24	24.15	4.65	-38.45	
	T	(kN)	87.16	35.62	-10.00	-49.70	-83.49	
TRAVE 4	N	(kN)	209.78	205.20	200.59	196.07	191.64	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-50.95	-37.52	-26.32	-17.26	-10.28	
	T	(kN)	84.64	69.60	57.21	45.27	33.77	
TRAVE 5	N	(kN)	115.73	115.99	116.24	116.49	116.73	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-0.78	48.44	85.82	104.36	106.45	
	T	(kN)	147.12	115.45	83.91	21.23	-10.04	
TRAVE 6	N	(kN)	116.73	116.73	116.73	116.73	116.73	Cerniera interna
	M	(kN.m)	106.45	96.85	70.90	26.32	-29.82	
	T	(kN)	-10.04	-41.17	-103.44	-134.31	-165.05	
TRAVE 7	N	(kN)	205.57	210.69	215.88	221.16	226.42	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-41.63	-50.36	-60.88	-73.28	-87.60	
	T	(kN)	-44.40	-54.38	-64.75	-75.51	-90.20	
TRAVE 8	N	(kN)	222.10	225.40	228.51	231.43	234.16	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-73.74	-20.99	15.37	33.60	31.95	
	T	(kN)	93.93	69.80	42.94	13.36	-18.94	
TRAVE 9	N	(kN)	234.16	234.16	234.16	234.16	234.16	Incastro
	M	(kN.m)	31.95	31.95	31.95	31.95	31.95	
	T	(kN)	-18.94	-18.94	-18.94	-18.94	-18.94	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.27823		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.27824	X(3)= 0.03	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.19561	X(6)= -0.04	X(7)= 0.45
inizio trave 5	X(8)= 0.29587	X(9)= -0.21	X(10)= 0.60
inizio trave 6	X(11)= -0.01918	X(12)= -0.49	X(13)= 0.59
inizio trave 7	X(14)= -0.26853	X(15)= -0.19	X(16)= 0.58
inizio trave 8	X(17)= -0.02876	X(18)= -0.08	X(19)= 0.66
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 51 - S.I.s. combinaz. frequente: q1a in mezzzeria + spinte asimm.

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00 \text{ m.}$ $Y_p = 1.20 \text{ m.}$
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) $a_{sx} = 4\%$ $a_{dx} = 4\%$
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m^3 a destra: 1.83 t/m^3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Increm. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:
 Incremento dinamico $q_2 = 1.000$ Fattore di rinterro $Fr = 0.333$
 Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.417$
 Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili: $\Psi_1 = 0.750$ $q_3 = 0.000$
 Carico 'tandem' di 2 forze Q_{1k} da $300 \text{ kN} \times 0.417 \times 0.750 \times 0.333 = 31.3 \text{ kN/cad.}$
 alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di $m \ 1.40, \ 2.60$
 carico distribuito equivalente a $(1 - 0.333)$ delle forze $Q_{1k} + q_{1k} = 36.5 \text{ kN/m}^2$
 Frenata: $(60\% \text{ di } 600 \text{ kN} + 10\% \text{ di } 9 \times 3 \times 4 \text{ kN}) \times 0 \times 0.333 / 7 \text{ archi} = 0.0 \text{ kN}$

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricen- trico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato com- presso cm	larghez- za taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	51	-22.9	-4.0	9.1	228.0	87.2	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	14.9	2.4	0.87	-	-	0.0000
	2	51	16.2	-21.3	47.5	222.6	35.6	40.0	35.7	36.0	36.0	44.3	5.34	4.78	0.00	6.79	-2.4	2.1	0.37	-	-	0.0000
	3	51	24.1	-25.1	54.7	217.4	-10.0	40.0	35.7	36.0	36.0	37.6	5.34	4.78	1.52	6.79	-0.8	2.7	-0.10	-	-	0.0000
	4	51	4.7	-16.2	34.5	212.4	-49.7	40.0	35.7	36.0	36.0	98.6	9.55	4.49	1.20	6.79	-4.2	1.1	-0.51	-	-	0.0000
	5	51	-38.5	4.5	-9.3	207.6	-83.5	40.0	34.0	125.0	36.0	11.1	12.22	4.27	5.25	6.79	46.0	3.7	-0.77	-	-	0.0000
4	1	51	-50.9	4.3	-9.0	209.8	84.6	40.0	34.0	125.0	32.0	11.2	12.22	4.86	3.08	5.53	45.5	3.7	0.87	-	-	0.0000
	2	51	-37.5	-1.7	3.5	205.2	69.6	40.0	34.0	125.0	32.0	14.8	10.99	6.50	2.51	5.53	19.0	2.4	0.74	-	-	0.0000
	3	51	-26.3	-6.9	13.8	200.6	57.2	40.0	34.0	125.0	32.0	29.7	9.91	4.52	1.93	5.53	1.3	1.4	0.66	-	-	0.0000
	4	51	-17.3	-11.2	22.0	196.1	45.3	40.0	34.0	125.0	32.0	40.6	9.14	6.50	1.93	5.53	-1.0	1.1	0.49	-	-	0.0000
	5	51	-10.3	-14.6	28.0	191.6	33.8	40.0	34.0	125.0	32.0	53.7	9.14	7.01	4.02	5.53	-1.9	0.8	0.37	-	-	0.0000

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compresso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
5	1	51	-0.8	-24.2	28.0	115.7	147.1	48.0	42.0	125.0	36.0	377.1	10.08	6.42	4.53	9.20	-1.5	0.3	1.18	-	-	0.0000
	2	51	48.4	-66.6	77.3	116.0	115.4	48.0	43.7	125.0	36.0	11.1	7.41	14.52	1.24	9.20	44.7	2.5	0.80	-	-	0.0000
	3	51	85.8	-98.7	114.7	116.2	83.9	48.0	43.7	125.0	36.0	9.2	5.15	14.70	0.76	9.20	104.8	4.6	0.57	-	-	0.0000
	4	51	104.4	-114.4	133.3	116.5	21.2	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	135.0	5.7	0.14	-	-	0.0000
	5	51	106.5	-116.0	135.5	116.7	-10.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	138.4	5.8	-0.07	-	-	0.0000
6	1	51	106.5	-116.0	135.5	116.7	-10.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	138.4	5.8	-0.07	-	-	0.0000
	2	51	96.8	-107.8	125.8	116.7	-41.2	48.0	43.7	125.0	36.0	8.9	4.02	14.70	0.00	9.20	122.6	5.2	-0.28	-	-	0.0000
	3	51	70.9	-85.6	99.9	116.7	-103.4	48.0	43.7	125.0	36.0	9.7	5.15	14.70	0.76	9.20	80.3	3.8	-0.71	-	-	0.0000
	4	51	26.3	-47.4	55.3	116.7	-134.3	48.0	43.7	125.0	36.0	17.4	7.41	14.52	1.24	9.20	10.9	1.2	-0.98	-	-	0.0000
	5	51	-29.8	0.7	-0.8	116.7	-165.0	48.0	42.0	125.0	36.0	14.5	10.08	6.42	4.53	9.20	16.6	1.5	-1.23	-	-	0.0000
7	1	51	-41.6	0.3	-0.5	205.6	-44.4	40.0	34.0	125.0	32.0	12.1	9.14	7.01	4.02	5.53	32.3	3.0	-0.46	-	-	0.0000
	2	51	-50.4	3.9	-8.2	210.7	-54.4	40.0	34.0	125.0	32.0	10.2	9.14	6.50	1.93	5.53	55.3	4.0	-0.56	-	-	0.0000
	3	51	-60.9	8.2	-17.7	215.9	-64.8	40.0	34.0	125.0	32.0	9.3	9.91	4.52	1.93	5.53	79.8	5.0	-0.66	-	-	0.0000
	4	51	-73.3	13.1	-29.0	221.2	-75.5	40.0	34.0	125.0	32.0	8.7	10.99	6.50	2.51	5.53	104.2	6.0	-0.76	-	-	0.0000
	5	51	-87.6	18.7	-42.3	226.4	-90.2	40.0	34.0	125.0	32.0	8.4	12.22	4.86	3.08	5.53	128.2	7.1	-0.91	-	-	0.0000
8	1	51	-73.7	19.2	-42.6	222.1	93.9	40.0	34.0	125.0	36.0	8.4	12.22	4.27	5.25	6.79	128.3	7.0	0.84	-	-	0.1068
	2	51	-21.0	-4.7	10.6	225.4	69.8	40.0	34.0	125.0	36.0	20.5	9.55	4.49	1.20	6.79	8.0	2.0	0.68	-	-	0.0000
	3	51	15.4	-20.8	47.4	228.5	42.9	40.0	35.7	36.0	36.0	46.0	5.34	4.78	1.52	6.79	-2.7	2.0	0.44	-	-	0.0000
	4	51	33.6	-28.6	66.1	231.4	13.4	40.0	35.7	36.0	36.0	32.6	5.34	4.78	0.00	6.79	2.0	3.6	0.15	-	-	0.0000
	5	51	31.9	-27.7	64.8	234.2	-18.9	40.0	35.7	36.0	36.0	33.9	5.34	4.78	0.00	8.06	1.1	3.5	-0.23	-	-	0.0000

DATI CONDIZIONE DI CARICO 53 - S.I.s. combinaz. frequente: taglio max su incastro del tetto**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	848.2	0.0	848.2	543.3	-88.8	454.5
4	623.4	520.8	391.2	-62.8	328.4	338.9	-78.3	260.7
5	741.1	726.7	7.0	0.0	7.0	6.4	0.0	6.4
6	726.4	712.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	168.3	258.8	-104.2	-77.2	-181.4	-148.4	-90.7	-239.1
8	-9.1	-21.8	-219.0	-128.3	-347.3	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	1	31,275	54.4				
6	1	31,275	21.0				
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	62.7	
4	87.8	
5	105.5	
6	105.5	
7	87.8	
8	62.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 53 - S.I.s. combinaz. frequente: taglio max su incastro del tetto**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	87.52	87.52	87.52	87.52	87.52	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-5.83	-11.66	-17.49	-23.32	
	T	(kN)	-232.29	-232.29	-232.29	-232.29	-232.29	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	232.29	226.91	221.71	216.71	211.91	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-23.32	16.05	24.26	5.15	-37.43	
	T	(kN)	87.52	36.02	-9.48	-49.00	-82.53	
TRAVE 4	N	(kN)	212.09	207.46	202.81	198.25	193.78	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-49.79	-35.69	-23.81	-14.08	-6.40	
	T	(kN)	87.00	73.40	61.06	49.16	37.70	
TRAVE 5	N	(kN)	114.41	114.67	114.93	115.18	115.42	Cerniera interna
	M	(kN.m)	3.84	54.67	86.15	101.61	105.31	
	T	(kN)	151.41	119.74	56.93	25.52	-5.75	
TRAVE 6	N	(kN)	115.42	115.42	115.42	115.42	115.42	Cerniera interna
	M	(kN.m)	105.31	92.15	60.78	17.80	-36.72	
	T	(kN)	-5.75	-68.16	-99.15	-130.02	-160.76	
TRAVE 7	N	(kN)	198.12	199.17	200.30	201.52	202.75	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-47.82	-55.21	-63.70	-73.34	-84.22	
	T	(kN)	-38.87	-44.86	-51.23	-57.98	-74.55	
TRAVE 8	N	(kN)	190.15	193.46	196.57	199.49	202.21	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-70.60	-18.89	16.38	33.47	30.66	
	T	(kN)	92.39	68.14	41.19	11.57	-20.75	
TRAVE 9	N	(kN)	202.21	202.21	202.21	202.21	202.21	Incastro
	M	(kN.m)	30.66	30.66	30.66	30.66	30.66	
	T	(kN)	-20.75	-20.75	-20.75	-20.75	-20.75	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.28744		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.28744	X(3)= 0.03	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.19921	X(6)= -0.04	X(7)= 0.48
inizio trave 5	X(8)= 0.28785	X(9)= -0.21	X(10)= 0.63
inizio trave 6	X(11)= -0.03348	X(12)= -0.47	X(13)= 0.61
inizio trave 7	X(14)= -0.25314	X(15)= -0.16	X(16)= 0.60
inizio trave 8	X(17)= -0.00059	X(18)= -0.07	X(19)= 0.68
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 53 - S.I.s. combinaz. frequente: taglio max su incastro del tetto

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:
 Incremento dinamico $q_2 = 1.000$ Fattore di rinterro $Fr = 0.333$
 Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.417$
 Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili: $\Psi_1 = 0.750$ $q_3 = 0.000$
 Carico 'tandem' di 2 forze Q_{1k} da 300 kN x 0.417 x 0.750 x 0.333 = 31.3 kN/cad.
 alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di m 1.01, 2.21
 carico distribuito equivalente a $(1 - 0.333)$ delle forze $Q_{1k} + q_{1k} = 36.5$ kN/m²
 Frenata: (60% di 600kN + 10% di 9x3x4 kN) x 0 x 0.333/ 7 archi = 0.0 kN

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compreso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm ²	cm ²	ferri piegati cm ²	totale staffe/m cm ² /m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	53	-23.3	-4.0	9.3	232.3	87.5	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	15.1	2.5	0.88	-	-	0.0000
	2	53	16.1	-21.1	47.9	226.9	36.0	40.0	35.7	36.0	36.0	44.9	5.34	4.78	0.00	6.79	-2.6	2.1	0.37	-	-	0.0000
	3	53	24.3	-25.0	55.4	221.7	-9.5	40.0	35.7	36.0	36.0	37.8	5.34	4.78	1.52	6.79	-0.9	2.7	-0.10	-	-	0.0000
	4	53	5.1	-16.4	35.6	216.7	-49.0	40.0	35.7	36.0	36.0	92.0	9.55	4.49	1.20	6.79	-4.3	1.2	-0.50	-	-	0.0000
	5	53	-37.4	3.6	-7.7	211.9	-82.5	40.0	34.0	125.0	36.0	11.4	12.22	4.27	5.25	6.79	42.8	3.6	-0.76	-	-	0.0000
4	1	53	-49.8	3.5	-7.4	212.1	87.0	40.0	34.0	125.0	32.0	11.5	12.22	4.86	3.08	5.53	42.1	3.6	0.90	-	-	0.0000
	2	53	-35.7	-2.8	5.8	207.5	73.4	40.0	34.0	125.0	32.0	16.4	10.99	6.50	2.51	5.53	14.3	2.2	0.79	-	-	0.0000
	3	53	-23.8	-8.3	16.8	202.8	61.1	40.0	34.0	125.0	32.0	33.7	9.91	4.52	1.93	5.53	0.1	1.3	0.74	-	-	0.0000
	4	53	-14.1	-12.9	25.6	198.2	49.2	40.0	34.0	125.0	32.0	45.5	9.14	6.50	1.93	5.53	-1.5	1.0	0.53	-	-	0.0000
	5	53	-6.4	-16.7	32.4	193.8	37.7	40.0	34.0	125.0	32.0	74.5	9.14	7.01	4.02	5.53	-2.4	0.7	0.41	-	-	0.0000

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0 baricentrico	e1 distanza da facc.	M1 facciata interna	N1	T1	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			kN.m	cm	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
5	1	53	3.8	-28.2	32.3	114.4	151.4	48.0	43.7	125.0	36.0	101.5	10.08	6.42	4.53	9.20	-1.2	0.3	1.21	-	-	0.0000
	2	53	54.7	-72.5	83.2	114.7	119.7	48.0	43.7	125.0	36.0	10.5	7.41	14.52	1.24	9.20	55.2	2.9	0.83	-	-	0.0000
	3	53	86.2	-99.8	114.7	114.9	56.9	48.0	43.7	125.0	36.0	9.1	5.15	14.70	0.76	9.20	105.7	4.7	0.39	-	-	0.0000
	4	53	101.6	-113.1	130.2	115.2	25.5	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	130.9	5.5	0.17	-	-	0.0000
	5	53	105.3	-116.1	134.0	115.4	-5.8	48.0	43.7	125.0	36.0	8.7	4.02	14.70	0.00	9.20	136.9	5.7	-0.04	-	-	0.0000
6	1	53	105.3	-116.1	134.0	115.4	-5.8	48.0	43.7	125.0	36.0	8.7	4.02	14.70	0.00	9.20	136.9	5.7	-0.04	-	-	0.0000
	2	53	92.2	-104.7	120.8	115.4	-68.2	48.0	43.7	125.0	36.0	9.0	4.02	14.70	0.00	9.20	115.3	5.0	-0.47	-	-	0.0000
	3	53	60.8	-77.5	89.5	115.4	-99.2	48.0	43.7	125.0	36.0	10.2	5.15	14.70	0.76	9.20	64.2	3.2	-0.68	-	-	0.0000
	4	53	17.8	-40.3	46.5	115.4	-130.0	48.0	43.7	125.0	36.0	32.4	7.41	14.52	1.24	9.20	1.4	0.7	-1.02	-	-	0.0000
	5	53	-36.7	7.0	-8.0	115.4	-160.8	48.0	42.0	125.0	36.0	11.4	10.08	6.42	4.53	9.20	32.3	2.0	-1.17	-	-	0.0000
7	1	53	-47.8	4.1	-8.2	198.1	-38.9	40.0	34.0	125.0	32.0	10.1	9.14	7.01	4.02	5.53	53.4	3.8	-0.40	-	-	0.0000
	2	53	-55.2	7.7	-15.4	199.2	-44.9	40.0	34.0	125.0	32.0	9.0	9.14	6.50	1.93	5.53	75.9	4.6	-0.45	-	-	0.0000
	3	53	-63.7	11.8	-23.6	200.3	-51.2	40.0	34.0	125.0	32.0	8.6	9.91	4.52	1.93	5.53	95.5	5.4	-0.51	-	-	0.0000
	4	53	-73.3	16.4	-33.0	201.5	-58.0	40.0	34.0	125.0	32.0	8.3	10.99	6.50	2.51	5.53	113.0	6.1	-0.58	-	-	0.0000
	5	53	-84.2	21.5	-43.7	202.8	-74.5	40.0	34.0	125.0	32.0	8.2	12.22	4.86	3.08	5.53	129.2	6.8	-0.75	-	-	0.0000
8	1	53	-70.6	23.1	-43.9	190.2	92.4	40.0	34.0	125.0	36.0	8.1	12.22	4.27	5.25	6.79	128.5	6.7	0.82	-	-	0.1051
	2	53	-18.9	-4.3	8.3	193.5	68.1	40.0	34.0	125.0	36.0	19.1	9.55	4.49	1.20	6.79	8.5	1.8	0.66	-	-	0.0000
	3	53	16.4	-22.4	44.0	196.6	41.2	40.0	35.7	36.0	36.0	42.0	5.34	4.78	1.52	6.79	-1.8	2.0	0.42	-	-	0.0000
	4	53	33.5	-30.8	61.5	199.5	11.6	40.0	35.7	36.0	36.0	28.9	5.34	4.78	0.00	6.79	5.3	3.7	0.12	-	-	0.0000
	5	53	30.7	-29.2	59.0	202.2	-20.8	40.0	35.7	36.0	36.0	31.6	5.34	4.78	0.00	8.06	2.6	3.3	-0.23	-	-	0.0000

DATI CONDIZIONE DI CARICO 56 - S.I.s. combinaz. frequente: max momento pos a 1/4 della trave**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	848.2	0.0	848.2	543.3	-90.9	452.4
4	623.4	520.8	391.2	-64.3	326.9	338.9	-79.5	259.5
5	741.1	726.7	7.0	0.0	7.0	6.4	0.0	6.4
6	726.4	712.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	168.3	258.8	-104.2	-78.5	-182.6	-148.4	-91.0	-239.4
8	-9.1	-21.8	-219.0	-128.7	-347.7	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	2	31,275	18.4	31,275	138.4		
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	62.7	
4	87.8	
5	105.5	
6	105.5	
7	87.8	
8	62.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 56 - S.I.s. combinaz. frequente: max momento pos a 1/4 della trave

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	87.90	87.90	87.90	87.90	87.90	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-5.97	-11.93	-17.90	-23.87	
	T	(kN)	-237.78	-237.78	-237.78	-237.78	-237.78	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	237.78	232.40	227.20	222.20	217.40	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-23.87	15.74	24.21	5.40	-36.80	
	T	(kN)	87.90	36.41	-9.05	-48.48	-81.90	
TRAVE 4	N	(kN)	215.50	210.86	206.19	201.61	197.12	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-49.08	-34.21	-21.56	-11.04	-2.59	
	T	(kN)	89.88	77.76	65.44	53.56	42.11	
TRAVE 5	N	(kN)	113.64	113.90	114.15	114.40	114.64	Cerniera interna
	M	(kN.m)	8.51	54.36	83.68	101.19	102.26	
	T	(kN)	156.90	93.95	62.42	31.01	-31.54	
TRAVE 6	N	(kN)	114.64	114.64	114.64	114.64	114.64	Cerniera interna
	M	(kN.m)	102.26	84.60	55.28	14.37	-38.10	
	T	(kN)	-31.54	-62.67	-93.66	-124.53	-155.27	
TRAVE 7	N	(kN)	193.67	194.71	195.83	197.04	198.27	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-48.50	-55.31	-63.21	-72.28	-82.57	
	T	(kN)	-35.55	-41.55	-47.93	-54.69	-71.98	
TRAVE 8	N	(kN)	184.66	187.97	191.08	194.00	196.72	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-69.08	-17.92	16.78	33.30	29.92	
	T	(kN)	91.54	67.26	40.31	10.67	-21.65	
TRAVE 9	N	(kN)	196.72	196.72	196.72	196.72	196.72	Incastro
	M	(kN.m)	29.92	29.92	29.92	29.91	29.91	
	T	(kN)	-21.65	-21.65	-21.65	-21.65	-21.65	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.28926		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.28926	X(3)= 0.03	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.20060	X(6)= -0.05	X(7)= 0.49
inizio trave 5	X(8)= 0.27851	X(9)= -0.21	X(10)= 0.64
inizio trave 6	X(11)= -0.04229	X(12)= -0.45	X(13)= 0.62
inizio trave 7	X(14)= -0.24042	X(15)= -0.15	X(16)= 0.61
inizio trave 8	X(17)= 0.01118	X(18)= -0.06	X(19)= 0.68
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 56 - S.I.s. combinaz. frequente: max momento pos a 1/4 della trave

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:

Incremento dinamico $q_2 = 1.000$ Fattore di rinterro $Fr = 0.333$

Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.417$

Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili: $\Psi_1 = 0.750$ $q_3 = 0.000$

Carico 'tandem' di 2 forze Q_{1k} da 300 kN $\times 0.417 \times 0.750 \times 0.333 = 31.3$ kN/cad.

alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di m 0.65, 1.85

carico distribuito equivalente a $(1 - 0.333)$ delle forze $Q_{1k} + q_{1k} = 36.5$ kN/m²

Frenata: $(60\% \text{ di } 600\text{kN} + 10\% \text{ di } 9 \times 3 \times 4 \text{ kN}) \times 0 \times 0.333 / 7 \text{ archi} = 0.0$ kN

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compreso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm ²	cm ²	ferri piegati cm ²	totale staffe/m cm ² /m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	56	-23.9	-4.0	9.5	237.8	87.9	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	15.5	2.5	0.88	-	-	0.0000
	2	56	15.7	-20.8	48.4	232.4	36.4	40.0	35.7	36.0	36.0	45.8	5.34	4.78	0.00	6.79	-2.7	2.1	0.38	-	-	0.0000
	3	56	24.2	-24.7	56.1	227.2	-9.0	40.0	35.7	36.0	36.0	38.3	5.34	4.78	1.52	6.79	-1.1	2.7	-0.09	-	-	0.0000
	4	56	5.4	-16.5	36.6	222.2	-48.5	40.0	35.7	36.0	36.0	90.2	9.55	4.49	1.20	6.79	-4.3	1.2	-0.50	-	-	0.0000
	5	56	-36.8	2.9	-6.3	217.4	-81.9	40.0	34.0	125.0	36.0	11.8	12.22	4.27	5.25	6.79	40.3	3.6	-0.76	-	-	0.0000
4	1	56	-49.1	2.8	-6.0	215.5	89.9	40.0	34.0	125.0	32.0	11.8	12.22	4.86	3.08	5.53	39.4	3.5	0.93	-	-	0.0000
	2	56	-34.2	-3.8	8.0	210.9	77.8	40.0	34.0	125.0	32.0	18.5	10.99	6.50	2.51	5.53	10.4	2.1	0.85	-	-	0.0000
	3	56	-21.6	-9.5	19.7	206.2	65.4	40.0	34.0	125.0	32.0	36.8	9.91	4.52	1.93	5.53	-0.6	1.3	0.71	-	-	0.0000
	4	56	-11.0	-14.5	29.3	201.6	53.6	40.0	34.0	125.0	32.0	53.0	9.14	6.50	1.93	5.53	-1.9	0.9	0.58	-	-	0.0000
	5	56	-2.6	-18.7	36.8	197.1	42.1	40.0	34.0	125.0	32.0	155.1	9.14	7.01	4.02	5.53	-2.9	0.6	0.46	-	-	0.0000

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compresso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
5	1	56	8.5	-32.3	36.7	113.6	156.9	48.0	43.7	125.0	36.0	57.9	10.08	6.42	4.53	9.20	-0.6	0.4	1.25	-	-	0.0000
	2	56	54.4	-72.6	82.7	113.9	94.0	48.0	43.7	125.0	36.0	10.5	7.41	14.52	1.24	9.20	55.0	2.9	0.65	-	-	0.0000
	3	56	83.7	-98.2	112.0	114.2	62.4	48.0	43.7	125.0	36.0	9.2	5.15	14.70	0.76	9.20	101.9	4.5	0.43	-	-	0.0000
	4	56	101.2	-113.3	129.6	114.4	31.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	130.5	5.5	0.21	-	-	0.0000
	5	56	102.3	-114.0	130.7	114.6	-31.5	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	132.1	5.5	-0.22	-	-	0.0000
6	1	56	102.3	-114.0	130.7	114.6	-31.5	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	132.1	5.5	-0.22	-	-	0.0000
	2	56	84.6	-98.6	113.1	114.6	-62.7	48.0	43.7	125.0	36.0	9.2	4.02	14.70	0.00	9.20	103.2	4.6	-0.43	-	-	0.0000
	3	56	55.3	-73.1	83.8	114.6	-93.7	48.0	43.7	125.0	36.0	10.5	5.15	14.70	0.76	9.20	55.6	2.9	-0.65	-	-	0.0000
	4	56	14.4	-37.4	42.8	114.6	-124.5	48.0	43.7	125.0	36.0	42.6	7.41	14.52	1.24	9.20	0.1	0.6	-1.05	-	-	0.0000
	5	56	-38.1	8.4	-9.6	114.6	-155.3	48.0	42.0	125.0	36.0	11.0	10.08	6.42	4.53	9.20	35.8	2.1	-1.13	-	-	0.0000
7	1	56	-48.5	5.0	-9.8	193.7	-35.6	40.0	34.0	125.0	32.0	9.8	9.14	7.01	4.02	5.53	57.6	3.9	-0.36	-	-	0.0000
	2	56	-55.3	8.4	-16.4	194.7	-41.5	40.0	34.0	125.0	32.0	8.9	9.14	6.50	1.93	5.53	78.5	4.6	-0.42	-	-	0.0000
	3	56	-63.2	12.3	-24.0	195.8	-47.9	40.0	34.0	125.0	32.0	8.5	9.91	4.52	1.93	5.53	96.2	5.3	-0.48	-	-	0.0000
	4	56	-72.3	16.7	-32.9	197.0	-54.7	40.0	34.0	125.0	32.0	8.3	10.99	6.50	2.51	5.53	112.0	6.0	-0.55	-	-	0.0000
	5	56	-82.6	21.6	-42.9	198.3	-72.0	40.0	34.0	125.0	32.0	8.2	12.22	4.86	3.08	5.53	126.9	6.7	-0.72	-	-	0.0000
8	1	56	-69.1	23.4	-43.2	184.7	91.5	40.0	34.0	125.0	36.0	8.1	12.22	4.27	5.25	6.79	126.1	6.6	0.81	-	-	0.1019
	2	56	-17.9	-4.5	8.5	188.0	67.3	40.0	34.0	125.0	36.0	19.8	9.55	4.49	1.20	6.79	7.5	1.7	0.66	-	-	0.0000
	3	56	16.8	-22.8	43.6	191.1	40.3	40.0	35.7	36.0	36.0	41.2	5.34	4.78	1.52	6.79	-1.6	2.0	0.42	-	-	0.0000
	4	56	33.3	-31.2	60.5	194.0	10.7	40.0	35.7	36.0	36.0	28.0	5.34	4.78	0.00	6.79	6.2	3.7	0.11	-	-	0.0000
	5	56	29.9	-29.2	57.5	196.7	-21.6	40.0	35.7	36.0	36.0	31.5	5.34	4.78	0.00	8.06	2.6	3.2	-0.24	-	-	0.0000

DATI CONDIZIONE DI CARICO 58 - S.I.s. combinaz. frequente: reinterro min., q1a in mezzzeria + spinte asim

CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	848.2	0.0	848.2	543.3	-83.9	459.4
4	623.4	520.8	391.2	-59.4	331.8	338.9	-75.1	263.9
5	741.1	726.7	7.0	0.0	7.0	6.4	0.0	6.4
6	726.4	712.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	491.0	581.6	-104.2	-73.9	-178.1	-148.4	-89.2	-237.6
8	-9.1	-21.8	-219.0	-126.1	-345.1	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	1	31,275	93.4				
6	1	31,275	60.0				
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	62.7	
4	87.8	
5	105.5	
6	105.5	
7	87.8	
8	62.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 58 - S.I.s. combinaz. frequente: reinterro min., q1a in mezzeria + spinte as

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	87.16	87.16	87.16	87.16	87.16	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-5.72	-11.44	-17.17	-22.89	
	T	(kN)	-228.00	-228.00	-228.00	-228.00	-228.00	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	228.00	222.62	217.43	212.43	207.62	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-22.89	16.24	24.15	4.65	-38.45	
	T	(kN)	87.16	35.62	-10.00	-49.70	-83.49	
TRAVE 4	N	(kN)	209.78	205.20	200.59	196.07	191.64	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-50.95	-37.52	-26.32	-17.26	-10.28	
	T	(kN)	84.64	69.60	57.21	45.27	33.77	
TRAVE 5	N	(kN)	115.73	115.99	116.24	116.49	116.73	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-0.78	48.44	85.82	104.36	106.45	
	T	(kN)	147.12	115.45	83.91	21.23	-10.04	
TRAVE 6	N	(kN)	116.73	116.73	116.73	116.73	116.73	Cerniera interna
	M	(kN.m)	106.45	96.85	70.90	26.32	-29.82	
	T	(kN)	-10.04	-41.17	-103.44	-134.31	-165.05	
TRAVE 7	N	(kN)	205.57	210.69	215.88	221.16	226.42	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-41.63	-50.36	-60.88	-73.28	-87.60	
	T	(kN)	-44.40	-54.38	-64.75	-75.51	-90.20	
TRAVE 8	N	(kN)	222.10	225.40	228.51	231.43	234.16	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-73.74	-20.99	15.37	33.60	31.95	
	T	(kN)	93.93	69.80	42.94	13.36	-18.94	
TRAVE 9	N	(kN)	234.16	234.16	234.16	234.16	234.16	Incastro
	M	(kN.m)	31.95	31.95	31.95	31.95	31.95	
	T	(kN)	-18.94	-18.94	-18.94	-18.94	-18.94	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.27823		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.27824	X(3)= 0.03	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.19561	X(6)= -0.04	X(7)= 0.45
inizio trave 5	X(8)= 0.29587	X(9)= -0.21	X(10)= 0.60
inizio trave 6	X(11)= -0.01918	X(12)= -0.49	X(13)= 0.59
inizio trave 7	X(14)= -0.26853	X(15)= -0.19	X(16)= 0.58
inizio trave 8	X(17)= -0.02876	X(18)= -0.08	X(19)= 0.66
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 58 - S.I.s. combinaz. frequente: reinterro min., q1a in mezzzeria + spinte asimmm

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 3 MPa / m
Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:
Incremento dinamico $q_2 = 1.000$ Fattore di rinterro $Fr = 0.333$
Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.417$
Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili: $\Psi_1 = 0.750$ $q_3 = 0.000$
Carico 'tandem' di 2 forze Q_{1k} da 300 kN x 0.417 x 0.750 x 0.333 = 31.3 kN/cad.
alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di m 1.40, 2.60
carico distribuito equivalente a $(1 - 0.333)$ delle forze $Q_{1k} + q_{1k} = 36.5$ kN/m²
Frenata: $(60\% \text{ di } 600\text{kN} + 10\% \text{ di } 9 \times 3 \times 4 \text{ kN}) \times 0 \times 0.333 / 7 \text{ archi} = 0.0$ kN

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricen- trico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato com- presso cm	larghez- za taglio cm	asse neutro cm	cm ²	cm ²	ferri piegati cm ²	totale staffe/m cm ² /m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	58	-22.9	-4.0	9.1	228.0	87.2	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	14.9	2.4	0.87	-	-	0.0000
	2	58	16.2	-21.3	47.5	222.6	35.6	40.0	35.7	36.0	36.0	44.3	5.34	4.78	0.00	6.79	-2.4	2.1	0.37	-	-	0.0000
	3	58	24.1	-25.1	54.7	217.4	-10.0	40.0	35.7	36.0	36.0	37.6	5.34	4.78	1.52	6.79	-0.8	2.7	-0.10	-	-	0.0000
	4	58	4.7	-16.2	34.5	212.4	-49.7	40.0	35.7	36.0	36.0	98.6	9.55	4.49	1.20	6.79	-4.2	1.1	-0.51	-	-	0.0000
	5	58	-38.5	4.5	-9.3	207.6	-83.5	40.0	34.0	125.0	36.0	11.1	12.22	4.27	5.25	6.79	46.0	3.7	-0.77	-	-	0.0000
4	1	58	-50.9	4.3	-9.0	209.8	84.6	40.0	34.0	125.0	32.0	11.2	12.22	4.86	3.08	5.53	45.5	3.7	0.87	-	-	0.0000
	2	58	-37.5	-1.7	3.5	205.2	69.6	40.0	34.0	125.0	32.0	14.8	10.99	6.50	2.51	5.53	19.0	2.4	0.74	-	-	0.0000
	3	58	-26.3	-6.9	13.8	200.6	57.2	40.0	34.0	125.0	32.0	29.7	9.91	4.52	1.93	5.53	1.3	1.4	0.66	-	-	0.0000
	4	58	-17.3	-11.2	22.0	196.1	45.3	40.0	34.0	125.0	32.0	40.6	9.14	6.50	1.93	5.53	-1.0	1.1	0.49	-	-	0.0000
	5	58	-10.3	-14.6	28.0	191.6	33.8	40.0	34.0	125.0	32.0	53.7	9.14	7.01	4.02	5.53	-1.9	0.8	0.37	-	-	0.0000

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compresso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
5	1	58	-0.8	-24.2	28.0	115.7	147.1	48.0	42.0	125.0	36.0	377.1	10.08	6.42	4.53	9.20	-1.5	0.3	1.18	-	-	0.0000
	2	58	48.4	-66.6	77.3	116.0	115.4	48.0	43.7	125.0	36.0	11.1	7.41	14.52	1.24	9.20	44.7	2.5	0.80	-	-	0.0000
	3	58	85.8	-98.7	114.7	116.2	83.9	48.0	43.7	125.0	36.0	9.2	5.15	14.70	0.76	9.20	104.8	4.6	0.57	-	-	0.0000
	4	58	104.4	-114.4	133.3	116.5	21.2	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	135.0	5.7	0.14	-	-	0.0000
	5	58	106.5	-116.0	135.5	116.7	-10.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	138.4	5.8	-0.07	-	-	0.0000
6	1	58	106.5	-116.0	135.5	116.7	-10.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	138.4	5.8	-0.07	-	-	0.0000
	2	58	96.8	-107.8	125.8	116.7	-41.2	48.0	43.7	125.0	36.0	8.9	4.02	14.70	0.00	9.20	122.6	5.2	-0.28	-	-	0.0000
	3	58	70.9	-85.6	99.9	116.7	-103.4	48.0	43.7	125.0	36.0	9.7	5.15	14.70	0.76	9.20	80.3	3.8	-0.71	-	-	0.0000
	4	58	26.3	-47.4	55.3	116.7	-134.3	48.0	43.7	125.0	36.0	17.4	7.41	14.52	1.24	9.20	10.9	1.2	-0.98	-	-	0.0000
	5	58	-29.8	0.7	-0.8	116.7	-165.0	48.0	42.0	125.0	36.0	14.5	10.08	6.42	4.53	9.20	16.6	1.5	-1.23	-	-	0.0000
7	1	58	-41.6	0.3	-0.5	205.6	-44.4	40.0	34.0	125.0	32.0	12.1	9.14	7.01	4.02	5.53	32.3	3.0	-0.46	-	-	0.0000
	2	58	-50.4	3.9	-8.2	210.7	-54.4	40.0	34.0	125.0	32.0	10.2	9.14	6.50	1.93	5.53	55.3	4.0	-0.56	-	-	0.0000
	3	58	-60.9	8.2	-17.7	215.9	-64.8	40.0	34.0	125.0	32.0	9.3	9.91	4.52	1.93	5.53	79.8	5.0	-0.66	-	-	0.0000
	4	58	-73.3	13.1	-29.0	221.2	-75.5	40.0	34.0	125.0	32.0	8.7	10.99	6.50	2.51	5.53	104.2	6.0	-0.76	-	-	0.0000
	5	58	-87.6	18.7	-42.3	226.4	-90.2	40.0	34.0	125.0	32.0	8.4	12.22	4.86	3.08	5.53	128.2	7.1	-0.91	-	-	0.0000
8	1	58	-73.7	19.2	-42.6	222.1	93.9	40.0	34.0	125.0	36.0	8.4	12.22	4.27	5.25	6.79	128.3	7.0	0.84	-	-	0.1068
	2	58	-21.0	-4.7	10.6	225.4	69.8	40.0	34.0	125.0	36.0	20.5	9.55	4.49	1.20	6.79	8.0	2.0	0.68	-	-	0.0000
	3	58	15.4	-20.8	47.4	228.5	42.9	40.0	35.7	36.0	36.0	46.0	5.34	4.78	1.52	6.79	-2.7	2.0	0.44	-	-	0.0000
	4	58	33.6	-28.6	66.1	231.4	13.4	40.0	35.7	36.0	36.0	32.6	5.34	4.78	0.00	6.79	2.0	3.6	0.15	-	-	0.0000
	5	58	31.9	-27.7	64.8	234.2	-18.9	40.0	35.7	36.0	36.0	33.9	5.34	4.78	0.00	8.06	1.1	3.5	-0.23	-	-	0.0000

DATI CONDIZIONE DI CARICO 61 - S.I.s. combinaz. rara: q1a in mezzeria + spinte asim.

CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	848.2	0.0	848.2	543.3	-60.5	482.8
4	731.0	628.4	391.2	-42.8	348.4	338.9	-66.5	272.4
5	893.2	878.8	7.0	0.0	7.0	6.4	0.0	6.4
6	878.5	864.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	598.6	689.1	-104.2	-64.9	-169.1	-148.4	-88.2	-236.6
8	-9.1	-21.8	-219.0	-124.7	-343.7	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	1	41,700	93.4				
6	1	41,700	60.0				
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	62.7	
4	87.8	
5	105.5	
6	105.5	
7	87.8	
8	62.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 61 - S.I.s. combinaz. rara: q1a in mezzeria + spinte asimmm.

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	84.54	84.54	84.54	84.54	84.54	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-6.80	-13.60	-20.41	-27.21	
	T	(kN)	-271.04	-271.04	-271.04	-271.04	-271.04	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	271.04	265.66	260.46	255.46	250.66	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-27.21	10.20	16.16	-5.75	-51.95	
	T	(kN)	84.54	32.82	-13.33	-53.93	-88.96	
TRAVE 4	N	(kN)	244.31	238.60	232.82	227.12	221.48	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-65.28	-47.33	-31.88	-18.85	-8.15	
	T	(kN)	104.96	94.40	80.49	67.05	54.07	
TRAVE 5	N	(kN)	122.61	122.86	123.12	123.37	123.61	Cerniera interna
	M	(kN.m)	5.48	66.13	112.78	136.11	139.29	
	T	(kN)	180.41	143.04	105.80	26.99	-9.99	
TRAVE 6	N	(kN)	123.61	123.61	123.61	123.61	123.61	Cerniera interna
	M	(kN.m)	139.29	128.64	97.94	44.12	-23.39	
	T	(kN)	-9.99	-46.82	-125.23	-161.80	-198.24	
TRAVE 7	N	(kN)	235.52	242.07	248.67	255.34	261.94	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-39.32	-51.70	-66.10	-82.60	-101.26	
	T	(kN)	-64.44	-75.68	-87.33	-99.40	-110.16	
TRAVE 8	N	(kN)	265.04	268.34	271.45	274.37	277.09	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-86.32	-28.84	12.29	35.33	38.49	
	T	(kN)	101.26	77.20	50.39	20.85	-11.44	
TRAVE 9	N	(kN)	277.09	277.09	277.09	277.09	277.09	Incastro
	M	(kN.m)	38.49	38.49	38.49	38.49	38.49	
	T	(kN)	-11.44	-11.44	-11.44	-11.44	-11.44	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.14221		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.14222	X(3)= 0.01	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.27949	X(6)= -0.07	X(7)= 0.33
inizio trave 5	X(8)= 0.39661	X(9)= -0.30	X(10)= 0.53
inizio trave 6	X(11)= -0.02221	X(12)= -0.67	X(13)= 0.52
inizio trave 7	X(14)= -0.37566	X(15)= -0.27	X(16)= 0.51
inizio trave 8	X(17)= -0.12045	X(18)= -0.09	X(19)= 0.66
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 61 - S.I.s. combinaz. rara: q1a in mezzeria + spinte asim.

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00 \text{ m.}$ $Y_p = 1.20 \text{ m.}$
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) $a_{sx} = 4\%$ $a_{dx} = 4\%$
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m^3 a destra: 1.83 t/m^3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:

Incremento dinamico $q_2 = 1.000$ Fattore di rinterro $Fr = 0.333$

Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.417$

Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili: $\Psi_2 = 1.000$ $q_3 = 0.000$

Carico 'tandem' di 2 forze Q_{1k} da $300 \text{ kN} \times 0.417 \times 1.000 \times 0.333 = 41.7 \text{ kN/cad.}$

alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di $m \ 1.40, \ 2.60$

carico distribuito equivalente a $(1 - 0.333)$ delle forze $Q_{1k} + q_{1k} = 48.7 \text{ kN/m}^2$

Frenata: $(60\% \text{ di } 600 \text{ kN} + 10\% \text{ di } 9 \times 3 \times 4 \text{ kN}) \times 0 \times 0.333 / 7 \text{ archi} = 0.0 \text{ kN}$

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricen- trico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato com- presso cm	larghez- za taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	61	-27.2	-4.0	10.8	271.0	84.5	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	17.7	2.9	0.85	-	-	-
	2	61	10.2	-17.9	47.5	265.7	32.8	40.0	35.7	36.0	36.0	61.5	5.34	4.78	0.00	6.79	-4.5	1.8	0.34	-	-	-
	3	61	16.2	-20.2	52.7	260.5	-13.3	40.0	35.7	36.0	36.0	47.7	5.34	4.78	1.52	6.79	-3.3	2.2	-0.14	-	-	-
	4	61	-5.7	-11.8	30.1	255.5	-53.9	40.0	34.0	125.0	36.0	66.5	9.55	4.49	1.20	6.79	-3.7	1.3	-0.55	-	-	-
	5	61	-51.9	6.7	-16.8	250.7	-89.0	40.0	34.0	125.0	36.0	10.4	12.22	4.27	5.25	6.79	68.4	5.0	-0.81	-	-	-
4	1	61	-65.3	6.7	-16.4	244.3	105.0	40.0	34.0	125.0	32.0	10.4	12.22	4.86	3.08	5.53	66.8	4.9	1.07	-	-	-
	2	61	-47.3	-0.2	0.4	238.6	94.4	40.0	34.0	125.0	32.0	13.2	10.99	6.50	2.51	5.53	30.6	3.2	0.99	-	-	-
	3	61	-31.9	-6.3	14.7	232.8	80.5	40.0	34.0	125.0	32.0	27.3	9.91	4.52	1.93	5.53	2.6	1.8	0.92	-	-	-
	4	61	-18.8	-11.7	26.6	227.1	67.1	40.0	34.0	125.0	32.0	41.8	9.14	6.50	1.93	5.53	-1.4	1.2	0.73	-	-	-
	5	61	-8.1	-16.3	36.1	221.5	54.1	40.0	34.0	125.0	32.0	69.0	9.14	7.01	4.02	5.53	-2.6	0.9	0.59	-	-	-

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compresso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
5	1	61	5.5	-29.3	35.9	122.6	180.4	48.0	43.7	125.0	36.0	81.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-1.1	0.4	1.44	-	-	-
	2	61	66.1	-78.7	96.7	122.9	143.0	48.0	43.7	125.0	36.0	10.0	7.41	14.52	1.24	9.20	71.5	3.5	0.99	-	-	-
	3	61	112.8	-116.4	143.4	123.1	105.8	48.0	43.7	125.0	36.0	8.7	5.15	14.70	0.76	9.20	146.8	6.1	0.72	-	-	-
	4	61	136.1	-135.2	166.8	123.4	27.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	185.0	7.4	0.18	-	-	-
	5	61	139.3	-137.5	170.0	123.6	-10.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	190.1	7.6	-0.07	-	-	-
6	1	61	139.3	-137.5	170.0	123.6	-10.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	190.1	7.6	-0.07	-	-	-
	2	61	128.6	-128.9	159.3	123.6	-46.8	48.0	43.7	125.0	36.0	8.5	4.02	14.70	0.00	9.20	172.6	7.0	-0.32	-	-	-
	3	61	97.9	-104.1	128.6	123.6	-125.2	48.0	43.7	125.0	36.0	9.0	5.15	14.70	0.76	9.20	122.3	5.3	-0.86	-	-	-
	4	61	44.1	-60.5	74.8	123.6	-161.8	48.0	43.7	125.0	36.0	12.0	7.41	14.52	1.24	9.20	35.7	2.3	-1.13	-	-	-
	5	61	-23.4	-5.9	7.3	123.6	-198.2	48.0	42.0	125.0	36.0	27.5	10.08	6.42	4.53	9.20	2.9	0.9	-1.56	-	-	-
7	1	61	-39.3	-3.3	7.8	235.5	-64.4	40.0	34.0	125.0	32.0	16.7	9.14	7.01	4.02	5.53	15.4	2.5	-0.70	-	-	-
	2	61	-51.7	1.4	-3.3	242.1	-75.7	40.0	34.0	125.0	32.0	11.4	9.14	6.50	1.93	5.53	45.5	3.8	-0.78	-	-	-
	3	61	-66.1	6.6	-16.4	248.7	-87.3	40.0	34.0	125.0	32.0	9.7	9.91	4.52	1.93	5.53	80.2	5.3	-0.89	-	-	-
	4	61	-82.6	12.3	-31.5	255.3	-99.4	40.0	34.0	125.0	32.0	8.8	10.99	6.50	2.51	5.53	114.8	6.7	-1.00	-	-	-
	5	61	-101.3	18.7	-48.9	261.9	-110.2	40.0	34.0	125.0	32.0	8.5	12.22	4.86	3.08	5.53	148.1	8.2	-1.11	-	-	-
8	1	61	-86.3	18.5	-49.1	265.0	101.3	40.0	34.0	125.0	36.0	8.5	12.22	4.27	5.25	6.79	149.0	8.2	0.90	-	-	-
	2	61	-28.8	-3.3	8.8	268.3	77.2	40.0	34.0	125.0	36.0	16.8	9.55	4.49	1.20	6.79	17.4	2.8	0.74	-	-	-
	3	61	12.3	-18.6	50.4	271.5	50.4	40.0	35.7	36.0	36.0	56.0	5.34	4.78	1.52	6.79	-4.3	2.0	0.52	-	-	-
	4	61	35.3	-26.9	73.8	274.4	20.8	40.0	35.7	36.0	36.0	35.0	5.34	4.78	0.00	6.79	0.5	3.8	0.26	-	-	-
	5	61	38.5	-27.9	77.4	277.1	-11.4	40.0	35.7	36.0	36.0	33.5	5.34	4.78	0.00	8.06	1.6	4.2	-0.13	-	-	-

DATI CONDIZIONE DI CARICO 63 - S.I.s. combinaz. rara: taglio max su incastro del tetto**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	848.2	0.0	848.2	543.3	-66.9	476.4
4	731.0	628.4	391.2	-47.3	343.9	338.9	-70.8	268.2
5	893.2	878.8	7.0	0.0	7.0	6.4	0.0	6.4
6	878.5	864.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	168.3	258.8	-104.2	-69.3	-173.5	-148.4	-90.2	-238.6
8	-9.1	-21.8	-219.0	-127.5	-346.6	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	1	41,700	54.4				
6	1	41,700	21.0				
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	62.7	
4	87.8	
5	105.5	
6	105.5	
7	87.8	
8	62.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 63 - S.I.s. combinaz. rara: taglio max su incastro del tetto**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	85.03	85.03	85.03	85.03	85.03	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-6.95	-13.89	-20.84	-27.78	
	T	(kN)	-276.76	-276.76	-276.76	-276.76	-276.76	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	276.76	271.37	266.18	261.18	256.38	
	M	(kN.m)	-27.78	9.95	16.30	-5.09	-50.58	
	T	(kN)	85.03	33.36	-12.64	-52.99	-87.68	
TRAVE 4	N	(kN)	247.39	241.62	235.79	230.02	224.33	Incastro
	M	(kN.m)	-63.74	-44.89	-28.54	-14.60	-2.98	
	T	(kN)	108.10	99.47	85.62	72.23	59.30	
TRAVE 5	N	(kN)	120.86	121.12	121.37	121.62	121.86	
	M	(kN.m)	11.65	74.44	113.22	132.44	137.77	
	T	(kN)	186.13	148.76	69.82	32.71	-4.27	
TRAVE 6	N	(kN)	121.86	121.86	121.86	121.86	121.86	
	M	(kN.m)	137.77	122.38	84.44	32.76	-32.60	
	T	(kN)	-4.27	-82.80	-119.51	-156.08	-192.52	
TRAVE 7	N	(kN)	225.59	226.71	227.90	229.15	230.39	Incastro
	M	(kN.m)	-47.56	-58.16	-69.85	-82.69	-96.75	
	T	(kN)	-57.07	-62.98	-69.30	-76.01	-89.28	
TRAVE 8	N	(kN)	222.44	225.75	228.86	231.77	234.50	
	M	(kN.m)	-82.14	-26.04	13.64	35.16	36.78	
	T	(kN)	99.20	74.98	48.07	18.46	-13.85	
TRAVE 9	N	(kN)	234.50	234.50	234.50	234.50	234.50	
	M	(kN.m)	36.78	36.78	36.78	36.78	36.78	
	T	(kN)	-13.85	-13.85	-13.85	-13.85	-13.85	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.15448		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.15449	X(3)= 0.02	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.28429	X(6)= -0.07	X(7)= 0.36
inizio trave 5	X(8)= 0.38592	X(9)= -0.30	X(10)= 0.57
inizio trave 6	X(11)= -0.04128	X(12)= -0.64	X(13)= 0.55
inizio trave 7	X(14)= -0.35515	X(15)= -0.23	X(16)= 0.54
inizio trave 8	X(17)= -0.08289	X(18)= -0.08	X(19)= 0.67
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 63 - S.I.s. combinaz. rara: taglio max su incastro del tetto

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00 \text{ m.}$ $Y_p = 1.20 \text{ m.}$
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) $a_{sx} = 4\%$ $a_{dx} = 4\%$
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m^3 a destra: 1.83 t/m^3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:
 Incremento dinamico $q_2 = 1.000$ Fattore di rinterro $Fr = 0.333$
 Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.417$
 Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili: $\Psi_2 = 1.000$ $q_3 = 0.000$
 Carico 'tandem' di 2 forze Q_{1k} da $300 \text{ kN} \times 0.417 \times 1.000 \times 0.333 = 41.7 \text{ kN/cad.}$
 alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di $m \ 1.01, \ 2.21$
 carico distribuito equivalente a $(1 - 0.333)$ delle forze $Q_{1k} + q_{1k} = 48.7 \text{ kN/m}^2$
 Frenata: $(60\% \text{ di } 600 \text{ kN} + 10\% \text{ di } 9 \times 3 \times 4 \text{ kN}) \times 0 \times 0.333 / 7 \text{ archi} = 0.0 \text{ kN}$

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricen- trico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato com- presso cm	larghez- za taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	63	-27.8	-4.0	11.1	276.8	85.0	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	18.0	2.9	0.85	-	-	-
	2	63	9.9	-17.7	48.0	271.4	33.4	40.0	35.7	36.0	36.0	63.3	5.34	4.78	0.00	6.79	-4.7	1.8	0.34	-	-	-
	3	63	16.3	-20.2	53.7	266.2	-12.6	40.0	35.7	36.0	36.0	48.0	5.34	4.78	1.52	6.79	-3.4	2.2	-0.13	-	-	-
	4	63	-5.1	-12.1	31.6	261.2	-53.0	40.0	34.0	125.0	36.0	73.4	9.55	4.49	1.20	6.79	-4.0	1.3	-0.54	-	-	-
	5	63	-50.6	5.7	-14.6	256.4	-87.7	40.0	34.0	125.0	36.0	10.7	12.22	4.27	5.25	6.79	64.0	4.9	-0.80	-	-	-
4	1	63	-63.7	5.8	-14.3	247.4	108.1	40.0	34.0	125.0	32.0	10.7	12.22	4.86	3.08	5.53	62.1	4.7	1.11	-	-	-
	2	63	-44.9	-1.4	3.4	241.6	99.5	40.0	34.0	125.0	32.0	14.4	10.99	6.50	2.51	5.53	24.0	2.9	1.06	-	-	-
	3	63	-28.5	-7.9	18.6	235.8	85.6	40.0	34.0	125.0	32.0	32.8	9.91	4.52	1.93	5.53	0.4	1.6	1.03	-	-	-
	4	63	-14.6	-13.7	31.4	230.0	72.2	40.0	34.0	125.0	32.0	48.5	9.14	6.50	1.93	5.53	-1.9	1.1	0.78	-	-	-
	5	63	-3.0	-18.7	41.9	224.3	59.3	40.0	34.0	125.0	32.0	154.0	9.14	7.01	4.02	5.53	-3.3	0.7	0.64	-	-	-

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compresso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
5	1	63	11.6	-34.5	41.7	120.9	186.1	48.0	43.7	125.0	36.0	50.1	10.08	6.42	4.53	9.20	-0.4	0.5	1.49	-	-	-
	2	63	74.4	-86.3	104.5	121.1	148.8	48.0	43.7	125.0	36.0	9.6	7.41	14.52	1.24	9.20	85.7	4.0	1.02	-	-	-
	3	63	113.2	-118.1	143.4	121.4	69.8	48.0	43.7	125.0	36.0	8.7	5.15	14.70	0.76	9.20	148.1	6.1	0.48	-	-	-
	4	63	132.4	-133.7	162.7	121.6	32.7	48.0	43.7	125.0	36.0	8.5	4.02	14.70	0.00	9.20	179.5	7.2	0.22	-	-	-
	5	63	137.8	-137.9	168.0	121.9	-4.3	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	188.2	7.5	-0.03	-	-	-
6	1	63	137.8	-137.9	168.0	121.9	-4.3	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	188.2	7.5	-0.03	-	-	-
	2	63	122.4	-125.3	152.7	121.9	-82.8	48.0	43.7	125.0	36.0	8.6	4.02	14.70	0.00	9.20	162.9	6.6	-0.56	-	-	-
	3	63	84.4	-94.1	114.7	121.9	-119.5	48.0	43.7	125.0	36.0	9.3	5.15	14.70	0.76	9.20	100.8	4.6	-0.82	-	-	-
	4	63	32.8	-51.7	63.0	121.9	-156.1	48.0	43.7	125.0	36.0	14.7	7.41	14.52	1.24	9.20	18.7	1.6	-1.12	-	-	-
	5	63	-32.6	1.9	-2.3	121.9	-192.5	48.0	42.0	125.0	36.0	13.6	10.08	6.42	4.53	9.20	20.5	1.6	-1.42	-	-	-
7	1	63	-47.6	1.1	-2.4	225.6	-57.1	40.0	34.0	125.0	32.0	11.6	9.14	7.01	4.02	5.53	40.6	3.5	-0.59	-	-	-
	2	63	-58.2	5.7	-12.8	226.7	-63.0	40.0	34.0	125.0	32.0	9.6	9.14	6.50	1.93	5.53	71.7	4.7	-0.64	-	-	-
	3	63	-69.8	10.6	-24.3	227.9	-69.3	40.0	34.0	125.0	32.0	8.8	9.91	4.52	1.93	5.53	100.8	5.8	-0.70	-	-	-
	4	63	-82.7	16.1	-36.9	229.1	-76.0	40.0	34.0	125.0	32.0	8.3	10.99	6.50	2.51	5.53	126.5	6.8	-0.76	-	-	-
	5	63	-96.7	22.0	-50.7	230.4	-89.3	40.0	34.0	125.0	32.0	8.2	12.22	4.86	3.08	5.53	149.4	7.9	-0.89	-	-	-
8	1	63	-82.1	22.9	-50.9	222.4	99.2	40.0	34.0	125.0	36.0	8.1	12.22	4.27	5.25	6.79	149.2	7.8	0.88	-	-	-
	2	63	-26.0	-2.5	5.7	225.7	75.0	40.0	34.0	125.0	36.0	15.3	9.55	4.49	1.20	6.79	18.8	2.6	0.71	-	-	-
	3	63	13.6	-20.0	45.8	228.9	48.1	40.0	35.7	36.0	36.0	48.6	5.34	4.78	1.52	6.79	-3.0	1.9	0.50	-	-	-
	4	63	35.2	-29.2	67.7	231.8	18.5	40.0	35.7	36.0	36.0	31.6	5.34	4.78	0.00	6.79	2.9	3.8	0.21	-	-	-
	5	63	36.8	-29.7	69.7	234.5	-13.9	40.0	35.7	36.0	36.0	30.8	5.34	4.78	0.00	8.06	3.9	4.0	-0.15	-	-	-

DATI CONDIZIONE DI CARICO 66 - S.I.s. combinaz. rara: max momento pos a 1/4 della trave

CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	848.2	0.0	848.2	543.3	-69.8	473.5
4	731.0	628.4	391.2	-49.4	341.8	338.9	-72.4	266.5
5	893.2	878.8	7.0	0.0	7.0	6.4	0.0	6.4
6	878.5	864.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	168.3	258.8	-104.2	-71.0	-175.2	-148.4	-90.6	-239.0
8	-9.1	-21.8	-219.0	-128.1	-347.1	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	2	41,700	18.4	41,700	138.4		
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	62.7	
4	87.8	
5	105.5	
6	105.5	
7	87.8	
8	62.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 66 - S.I.s. combinaz. rara: max momento pos a 1/4 della trave

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	85.52	85.52	85.52	85.52	85.52	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-7.13	-14.26	-21.39	-28.52	
	T	(kN)	-284.08	-284.08	-284.08	-284.08	-284.08	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	284.08	278.70	273.50	268.50	263.70	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-28.52	9.54	16.24	-4.74	-49.75	
	T	(kN)	85.52	33.88	-12.06	-52.30	-86.84	
TRAVE 4	N	(kN)	251.94	246.15	240.29	234.50	228.79	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-62.79	-42.92	-25.54	-10.56	2.10	
	T	(kN)	111.94	105.29	91.47	78.10	65.20	
TRAVE 5	N	(kN)	119.82	120.08	120.33	120.58	120.82	Cerniera interna
	M	(kN.m)	17.87	74.02	109.93	131.89	133.71	
	T	(kN)	193.45	114.38	77.14	40.03	-38.65	
TRAVE 6	N	(kN)	120.82	120.82	120.82	120.82	120.82	Cerniera interna
	M	(kN.m)	133.71	112.31	77.11	28.18	-34.44	
	T	(kN)	-38.65	-75.48	-112.19	-148.76	-185.20	
TRAVE 7	N	(kN)	219.66	220.77	221.94	223.18	224.42	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-48.47	-58.30	-69.21	-81.27	-94.55	
	T	(kN)	-52.64	-58.57	-64.90	-71.63	-85.85	
TRAVE 8	N	(kN)	215.12	218.43	221.54	224.45	227.18	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-80.11	-24.75	14.18	34.93	35.79	
	T	(kN)	98.07	73.82	46.89	17.27	-15.05	
TRAVE 9	N	(kN)	227.18	227.18	227.18	227.18	227.18	Incastro
	M	(kN.m)	35.79	35.79	35.79	35.79	35.79	
	T	(kN)	-15.05	-15.05	-15.05	-15.05	-15.05	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.15691		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.15691	X(3)= 0.02	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.28614	X(6)= -0.07	X(7)= 0.38
inizio trave 5	X(8)= 0.37346	X(9)= -0.30	X(10)= 0.58
inizio trave 6	X(11)= -0.05303	X(12)= -0.62	X(13)= 0.57
inizio trave 7	X(14)= -0.33819	X(15)= -0.22	X(16)= 0.55
inizio trave 8	X(17)= -0.06719	X(18)= -0.07	X(19)= 0.68
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 66 - S.I.s. combinaz. rara: max momento pos a 1/4 della trave

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:
 Incremento dinamico $q_2 = 1.000$ Fattore di rinterro $Fr = 0.333$
 Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.417$
 Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili: $\Psi_2 = 1.000$ $q_3 = 0.000$
 Carico 'tandem' di 2 forze Q_{1k} da 300 kN x 0.417 x 1.000 x 0.333 = 41.7 kN/cad.
 alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di m 0.65, 1.85
 carico distribuito equivalente a $(1 - 0.333)$ delle forze $Q_{1k} + q_{1k} = 48.7$ kN/m²
 Frenata: (60% di 600kN + 10% di 9x3x4 kN) x 0 x 0.333/ 7 archi = 0.0 kN

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricen- trico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato com- presso cm	larghez- za taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	66	-28.5	-4.0	11.4	284.1	85.5	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	18.5	3.0	0.86	-	-	-
	2	66	9.5	-17.5	48.7	278.7	33.9	40.0	35.7	36.0	36.0	66.1	5.34	4.78	0.00	6.79	-4.9	1.8	0.35	-	-	-
	3	66	16.2	-20.0	54.6	273.5	-12.1	40.0	35.7	36.0	36.0	48.7	5.34	4.78	1.52	6.79	-3.6	2.3	-0.12	-	-	-
	4	66	-4.7	-12.3	32.9	268.5	-52.3	40.0	34.0	125.0	36.0	78.5	9.55	4.49	1.20	6.79	-4.3	1.3	-0.54	-	-	-
	5	66	-49.7	4.8	-12.7	263.7	-86.8	40.0	34.0	125.0	36.0	11.0	12.22	4.27	5.25	6.79	60.5	4.8	-0.80	-	-	-
4	1	66	-62.8	4.9	-12.4	251.9	111.9	40.0	34.0	125.0	32.0	10.9	12.22	4.86	3.08	5.53	58.3	4.6	1.15	-	-	-
	2	66	-42.9	-2.6	6.3	246.1	105.3	40.0	34.0	125.0	32.0	16.0	10.99	6.50	2.51	5.53	18.2	2.7	1.13	-	-	-
	3	66	-25.5	-9.4	22.5	240.3	91.5	40.0	34.0	125.0	32.0	36.4	9.91	4.52	1.93	5.53	-0.6	1.5	0.99	-	-	-
	4	66	-10.6	-15.5	36.3	234.5	78.1	40.0	34.0	125.0	32.0	60.0	9.14	6.50	1.93	5.53	-2.5	1.0	0.85	-	-	-
	5	66	2.1	-20.9	47.9	228.8	65.2	40.0	35.7	125.0	32.0	224.4	9.14	7.01	4.02	5.53	-3.5	0.7	0.71	-	-	-

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compresso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
5	1	66	17.9	-39.8	47.6	119.8	193.5	48.0	43.7	125.0	36.0	33.3	10.08	6.42	4.53	9.20	1.3	0.7	1.53	-	-	-
	2	66	74.0	-86.5	103.9	120.1	114.4	48.0	43.7	125.0	36.0	9.6	7.41	14.52	1.24	9.20	85.3	4.0	0.79	-	-	-
	3	66	109.9	-116.2	139.8	120.3	77.1	48.0	43.7	125.0	36.0	8.7	5.15	14.70	0.76	9.20	143.0	6.0	0.53	-	-	-
	4	66	131.9	-134.2	161.8	120.6	40.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.5	4.02	14.70	0.00	9.20	178.9	7.2	0.27	-	-	-
	5	66	133.7	-135.5	163.7	120.8	-38.6	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	181.8	7.3	-0.26	-	-	-
6	1	66	133.7	-135.5	163.7	120.8	-38.6	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	181.8	7.3	-0.26	-	-	-
	2	66	112.3	-117.8	142.3	120.8	-75.5	48.0	43.7	125.0	36.0	8.7	4.02	14.70	0.00	9.20	146.7	6.1	-0.51	-	-	-
	3	66	77.1	-88.7	107.1	120.8	-112.2	48.0	43.7	125.0	36.0	9.5	5.15	14.70	0.76	9.20	89.1	4.1	-0.77	-	-	-
	4	66	28.2	-48.2	58.2	120.8	-148.8	48.0	43.7	125.0	36.0	16.7	7.41	14.52	1.24	9.20	12.5	1.3	-1.08	-	-	-
	5	66	-34.4	3.7	-4.4	120.8	-185.2	48.0	42.0	125.0	36.0	12.7	10.08	6.42	4.53	9.20	24.9	1.8	-1.36	-	-	-
7	1	66	-48.5	2.1	-4.5	219.7	-52.6	40.0	34.0	125.0	32.0	11.0	9.14	7.01	4.02	5.53	45.7	3.7	-0.54	-	-	-
	2	66	-58.3	6.4	-14.1	220.8	-58.6	40.0	34.0	125.0	32.0	9.4	9.14	6.50	1.93	5.53	75.0	4.8	-0.59	-	-	-
	3	66	-69.2	11.2	-24.8	221.9	-64.9	40.0	34.0	125.0	32.0	8.7	9.91	4.52	1.93	5.53	101.7	5.8	-0.65	-	-	-
	4	66	-81.3	16.4	-36.6	223.2	-71.6	40.0	34.0	125.0	32.0	8.3	10.99	6.50	2.51	5.53	125.2	6.7	-0.72	-	-	-
	5	66	-94.6	22.1	-49.7	224.4	-85.9	40.0	34.0	125.0	32.0	8.2	12.22	4.86	3.08	5.53	146.3	7.7	-0.86	-	-	-
8	1	66	-80.1	23.2	-49.9	215.1	98.1	40.0	34.0	125.0	36.0	8.1	12.22	4.27	5.25	6.79	146.0	7.6	0.87	-	-	-
	2	66	-24.7	-2.7	5.9	218.4	73.8	40.0	34.0	125.0	36.0	15.7	9.55	4.49	1.20	6.79	17.1	2.4	0.70	-	-	-
	3	66	14.2	-20.4	45.3	221.5	46.9	40.0	35.7	36.0	36.0	47.0	5.34	4.78	1.52	6.79	-2.8	1.9	0.48	-	-	-
	4	66	34.9	-29.6	66.4	224.5	17.3	40.0	35.7	36.0	36.0	31.0	5.34	4.78	0.00	6.79	3.4	3.8	0.19	-	-	-
	5	66	35.8	-29.8	67.7	227.2	-15.1	40.0	35.7	36.0	36.0	30.6	5.34	4.78	0.00	8.06	3.9	3.9	-0.17	-	-	-

DATI CONDIZIONE DI CARICO 68 - S.I.s. combinaz. rara: reinterro min., q1a in mezzzeria + spinte asim

CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	848.2	0.0	848.2	543.3	-60.5	482.8
4	731.0	628.4	391.2	-42.8	348.4	338.9	-66.5	272.4
5	893.2	878.8	7.0	0.0	7.0	6.4	0.0	6.4
6	878.5	864.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	598.6	689.1	-104.2	-64.9	-169.1	-148.4	-88.2	-236.6
8	-9.1	-21.8	-219.0	-124.7	-343.7	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	1	41,700	93.4				
6	1	41,700	60.0				
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	62.7	
4	87.8	
5	105.5	
6	105.5	
7	87.8	
8	62.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 68 - S.I.s. combinaz. rara: reinterro min., q1a in mezzeria + spinte asim

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	84.54	84.54	84.54	84.54	84.54	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-6.80	-13.60	-20.41	-27.21	
	T	(kN)	-271.04	-271.04	-271.04	-271.04	-271.04	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	271.04	265.66	260.46	255.46	250.66	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-27.21	10.20	16.16	-5.75	-51.95	
	T	(kN)	84.54	32.82	-13.33	-53.93	-88.96	
TRAVE 4	N	(kN)	244.31	238.60	232.82	227.12	221.48	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-65.28	-47.33	-31.88	-18.85	-8.15	
	T	(kN)	104.96	94.40	80.49	67.05	54.07	
TRAVE 5	N	(kN)	122.61	122.86	123.12	123.37	123.61	Cerniera interna
	M	(kN.m)	5.48	66.13	112.78	136.11	139.29	
	T	(kN)	180.41	143.04	105.80	26.99	-9.99	
TRAVE 6	N	(kN)	123.61	123.61	123.61	123.61	123.61	Cerniera interna
	M	(kN.m)	139.29	128.64	97.94	44.12	-23.39	
	T	(kN)	-9.99	-46.82	-125.23	-161.80	-198.24	
TRAVE 7	N	(kN)	235.52	242.07	248.67	255.34	261.94	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-39.32	-51.70	-66.10	-82.60	-101.26	
	T	(kN)	-64.44	-75.68	-87.33	-99.40	-110.16	
TRAVE 8	N	(kN)	265.04	268.34	271.45	274.37	277.09	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-86.32	-28.84	12.29	35.33	38.49	
	T	(kN)	101.26	77.20	50.39	20.85	-11.44	
TRAVE 9	N	(kN)	277.09	277.09	277.09	277.09	277.09	Incastro
	M	(kN.m)	38.49	38.49	38.49	38.49	38.49	
	T	(kN)	-11.44	-11.44	-11.44	-11.44	-11.44	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.14221		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.14222	X(3)= 0.01	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.27949	X(6)= -0.07	X(7)= 0.33
inizio trave 5	X(8)= 0.39661	X(9)= -0.30	X(10)= 0.53
inizio trave 6	X(11)= -0.02221	X(12)= -0.67	X(13)= 0.52
inizio trave 7	X(14)= -0.37566	X(15)= -0.27	X(16)= 0.51
inizio trave 8	X(17)= -0.12045	X(18)= -0.09	X(19)= 0.66
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 68 - S.I.s. combinaz. rara: reinterro min., q1a in mezzzeria + spinte asimm

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: Xp = 0.00 m. Yp = 1.20 m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m3 a destra: 1.83 t/m3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: 0.5 x g3 = 0.5 a destra: 0.5 x (g3) = 0.5
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 35 MPa a dx: 35 MPa Increm. con la profond. 3 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: g1 = 1.00 g2 = 1.00 g3 = 1.00

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:
 Incremento dinamico q2 = 1.000 Fattore di rinterro Fr = 0.333
 Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi Y9 = 0.417
 Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili: Ψ2 = 1.000 q3 = 0.000
 Carico 'tandem' di 2 forze Q1k da 300 kN x 0.417 x 1.000 x 0.333 = 41.7 kN/cad.
 alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di m 1.40, 2.60
 carico distribuito equivalente a (1 - 0.333) delle forze Q1k + q1k = 48.7 kN/m2
 Frenata: (60% di 600kN + 10% di 9x3x4 kN) x 0 x 0.333/ 7 archi = 0.0 kN

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W _k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ _{acc}	σ _{cls}	τ _{cls}	σ _{staffe}	σ _{f.pieg}	
			baricen- trico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato com- presso cm	larghez- za taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	68	-27.2	-4.0	10.8	271.0	84.5	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	17.7	2.9	0.85	-	-	-
	2	68	10.2	-17.9	47.5	265.7	32.8	40.0	35.7	36.0	36.0	61.5	5.34	4.78	0.00	6.79	-4.5	1.8	0.34	-	-	-
	3	68	16.2	-20.2	52.7	260.5	-13.3	40.0	35.7	36.0	36.0	47.7	5.34	4.78	1.52	6.79	-3.3	2.2	-0.14	-	-	-
	4	68	-5.7	-11.8	30.1	255.5	-53.9	40.0	34.0	125.0	36.0	66.5	9.55	4.49	1.20	6.79	-3.7	1.3	-0.55	-	-	-
	5	68	-51.9	6.7	-16.8	250.7	-89.0	40.0	34.0	125.0	36.0	10.4	12.22	4.27	5.25	6.79	68.4	5.0	-0.81	-	-	-
4	1	68	-65.3	6.7	-16.4	244.3	105.0	40.0	34.0	125.0	32.0	10.4	12.22	4.86	3.08	5.53	66.8	4.9	1.07	-	-	-
	2	68	-47.3	-0.2	0.4	238.6	94.4	40.0	34.0	125.0	32.0	13.2	10.99	6.50	2.51	5.53	30.6	3.2	0.99	-	-	-
	3	68	-31.9	-6.3	14.7	232.8	80.5	40.0	34.0	125.0	32.0	27.3	9.91	4.52	1.93	5.53	2.6	1.8	0.92	-	-	-
	4	68	-18.8	-11.7	26.6	227.1	67.1	40.0	34.0	125.0	32.0	41.8	9.14	6.50	1.93	5.53	-1.4	1.2	0.73	-	-	-
	5	68	-8.1	-16.3	36.1	221.5	54.1	40.0	34.0	125.0	32.0	69.0	9.14	7.01	4.02	5.53	-2.6	0.9	0.59	-	-	-

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compresso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
5	1	68	5.5	-29.3	35.9	122.6	180.4	48.0	43.7	125.0	36.0	81.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-1.1	0.4	1.44	-	-	-
	2	68	66.1	-78.7	96.7	122.9	143.0	48.0	43.7	125.0	36.0	10.0	7.41	14.52	1.24	9.20	71.5	3.5	0.99	-	-	-
	3	68	112.8	-116.4	143.4	123.1	105.8	48.0	43.7	125.0	36.0	8.7	5.15	14.70	0.76	9.20	146.8	6.1	0.72	-	-	-
	4	68	136.1	-135.2	166.8	123.4	27.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	185.0	7.4	0.18	-	-	-
	5	68	139.3	-137.5	170.0	123.6	-10.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	190.1	7.6	-0.07	-	-	-
6	1	68	139.3	-137.5	170.0	123.6	-10.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	190.1	7.6	-0.07	-	-	-
	2	68	128.6	-128.9	159.3	123.6	-46.8	48.0	43.7	125.0	36.0	8.5	4.02	14.70	0.00	9.20	172.6	7.0	-0.32	-	-	-
	3	68	97.9	-104.1	128.6	123.6	-125.2	48.0	43.7	125.0	36.0	9.0	5.15	14.70	0.76	9.20	122.3	5.3	-0.86	-	-	-
	4	68	44.1	-60.5	74.8	123.6	-161.8	48.0	43.7	125.0	36.0	12.0	7.41	14.52	1.24	9.20	35.7	2.3	-1.13	-	-	-
	5	68	-23.4	-5.9	7.3	123.6	-198.2	48.0	42.0	125.0	36.0	27.5	10.08	6.42	4.53	9.20	2.9	0.9	-1.56	-	-	-
7	1	68	-39.3	-3.3	7.8	235.5	-64.4	40.0	34.0	125.0	32.0	16.7	9.14	7.01	4.02	5.53	15.4	2.5	-0.70	-	-	-
	2	68	-51.7	1.4	-3.3	242.1	-75.7	40.0	34.0	125.0	32.0	11.4	9.14	6.50	1.93	5.53	45.5	3.8	-0.78	-	-	-
	3	68	-66.1	6.6	-16.4	248.7	-87.3	40.0	34.0	125.0	32.0	9.7	9.91	4.52	1.93	5.53	80.2	5.3	-0.89	-	-	-
	4	68	-82.6	12.3	-31.5	255.3	-99.4	40.0	34.0	125.0	32.0	8.8	10.99	6.50	2.51	5.53	114.8	6.7	-1.00	-	-	-
	5	68	-101.3	18.7	-48.9	261.9	-110.2	40.0	34.0	125.0	32.0	8.5	12.22	4.86	3.08	5.53	148.1	8.2	-1.11	-	-	-
8	1	68	-86.3	18.5	-49.1	265.0	101.3	40.0	34.0	125.0	36.0	8.5	12.22	4.27	5.25	6.79	149.0	8.2	0.90	-	-	-
	2	68	-28.8	-3.3	8.8	268.3	77.2	40.0	34.0	125.0	36.0	16.8	9.55	4.49	1.20	6.79	17.4	2.8	0.74	-	-	-
	3	68	12.3	-18.6	50.4	271.5	50.4	40.0	35.7	36.0	36.0	56.0	5.34	4.78	1.52	6.79	-4.3	2.0	0.52	-	-	-
	4	68	35.3	-26.9	73.8	274.4	20.8	40.0	35.7	36.0	36.0	35.0	5.34	4.78	0.00	6.79	0.5	3.8	0.26	-	-	-
	5	68	38.5	-27.9	77.4	277.1	-11.4	40.0	35.7	36.0	36.0	33.5	5.34	4.78	0.00	8.06	1.6	4.2	-0.13	-	-	-

VERIFICA A FESSURAZIONE: combinazione quasi permanente (apertura < 0.20 mm)Caso più gravoso fra le condizioni di carico n° 41 $\Psi_2 = 0.000$

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0	e1	M1	N1	T1	H	Y	B5	B1	X1	A1	A2	A3	A4	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			baricentrico kN.m	distanza da facc. cm	facciata interna kN.m	kN	kN	altezza totale cm	altezza utile cm	lato compresso cm	larghezza taglio cm	asse neutro cm	cm2	cm2	ferri piegati cm2	totale staffe/m cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	mm
3	1	41sx	-10.8	-4.0	4.3	107.3	54.5	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	7.0	1.1	0.55	-	-	0.000
	2	41sx	13.6	-27.3	27.9	101.9	22.0	40.0	35.7	36.0	36.0	34.4	5.34	4.78	0.00	6.79	0.3	1.5	0.27	-	-	0.000
	3	41sx	18.6	-33.2	32.1	96.7	-5.7	40.0	35.7	36.0	36.0	23.5	5.34	4.78	1.52	6.79	7.0	2.2	-0.06	-	-	0.000
	4	41sx	7.3	-22.0	20.2	91.7	-28.5	40.0	35.7	36.0	36.0	43.3	9.55	4.49	1.20	6.79	-0.9	0.9	-0.29	-	-	0.000
	5	41sx	-17.0	5.5	-4.8	86.9	-46.5	40.0	34.0	125.0	36.0	10.7	12.22	4.27	5.25	6.79	21.4	1.6	-0.42	-	-	0.000
4	1	41sx	-23.9	4.9	-4.7	95.9	32.6	40.0	34.0	125.0	32.0	10.9	12.22	4.86	3.08	5.53	22.2	1.8	0.34	-	-	0.000
	2	41sx	-20.0	1.4	-1.3	93.2	18.8	40.0	34.0	125.0	32.0	12.0	10.99	6.50	2.51	5.53	15.5	1.4	0.20	-	-	0.000
	3	41sx	-17.2	-1.0	0.9	90.6	12.5	40.0	34.0	125.0	32.0	13.6	9.91	4.52	1.93	5.53	10.7	1.2	0.13	-	-	0.000
	4	41sx	-15.6	-2.4	2.1	88.2	6.5	40.0	34.0	125.0	32.0	14.9	9.14	6.50	1.93	5.53	7.8	1.0	0.07	-	-	0.000
	5	41sx	-14.9	-2.6	2.3	85.9	1.0	40.0	34.0	125.0	32.0	15.4	9.14	7.01	4.02	5.53	7.0	1.0	0.01	-	-	0.000
5	1	41sx	-13.1	-3.6	2.2	61.8	55.6	48.0	42.0	125.0	36.0	20.5	10.08	6.42	4.53	9.20	3.6	0.6	0.43	-	-	0.000
	2	41sx	5.0	-32.9	20.4	62.1	41.1	48.0	43.7	125.0	36.0	54.9	7.41	14.52	1.24	9.20	-0.3	0.2	0.33	-	-	0.000
	3	41sx	17.7	-53.2	33.2	62.3	26.6	48.0	43.7	125.0	36.0	14.2	5.15	14.70	0.76	9.20	10.8	0.9	0.19	-	-	0.000
	4	41sx	25.0	-64.8	40.5	62.6	12.4	48.0	43.7	125.0	36.0	11.5	4.02	14.70	0.00	9.20	22.0	1.3	0.09	-	-	0.000
	5	41sx	27.0	-67.8	42.6	62.8	-1.8	48.0	43.7	125.0	36.0	11.1	4.02	14.70	0.00	9.20	25.1	1.4	-0.01	-	-	0.000

VERIFICA A FESSURAZIONE: combinazione frequente (apertura fessure < 0.30 mm)Caso più gravoso fra le condizioni di carico n° 51, 53, 56, 58 $\Psi_1 = 0.750$

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					Apertura fessure W_k
			M0 baricen- trico	e1 distanza da facc.	M1 facciata interna	N1	T1	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			kN.m	cm	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	51sx	-22.9	-4.0	9.1	228.0	87.2	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	14.9	2.4	0.87	-	-	0.000
	2	51sx	16.2	-21.3	47.5	222.6	35.6	40.0	35.7	36.0	36.0	44.3	5.34	4.78	0.00	6.79	-2.4	2.1	0.37	-	-	0.000
	3	51sx	24.1	-25.1	54.7	217.4	-10.0	40.0	35.7	36.0	36.0	37.6	5.34	4.78	1.52	6.79	-0.8	2.7	-0.10	-	-	0.000
	4	51sx	4.7	-16.2	34.5	212.4	-49.7	40.0	35.7	36.0	36.0	98.6	9.55	4.49	1.20	6.79	-4.2	1.1	-0.51	-	-	0.000
	5	51dx	-73.7	19.2	-42.6	222.1	93.9	40.0	34.0	125.0	36.0	8.4	12.22	4.27	5.25	6.79	128.3	7.0	0.84	-	-	0.107
4	1	51sx	-50.9	4.3	-9.0	209.8	84.6	40.0	34.0	125.0	32.0	11.2	12.22	4.86	3.08	5.53	45.5	3.7	0.87	-	-	0.000
	2	51sx	-37.5	-1.7	3.5	205.2	69.6	40.0	34.0	125.0	32.0	14.8	10.99	6.50	2.51	5.53	19.0	2.4	0.74	-	-	0.000
	3	51sx	-26.3	-6.9	13.8	200.6	57.2	40.0	34.0	125.0	32.0	29.7	9.91	4.52	1.93	5.53	1.3	1.4	0.66	-	-	0.000
	4	51sx	-17.3	-11.2	22.0	196.1	45.3	40.0	34.0	125.0	32.0	40.6	9.14	6.50	1.93	5.53	-1.0	1.1	0.49	-	-	0.000
	5	51sx	-10.3	-14.6	28.0	191.6	33.8	40.0	34.0	125.0	32.0	53.7	9.14	7.01	4.02	5.53	-1.9	0.8	0.37	-	-	0.000
5	1	51sx	-0.8	-24.2	28.0	115.7	147.1	48.0	42.0	125.0	36.0	377.1	10.08	6.42	4.53	9.20	-1.5	0.3	1.18	-	-	0.000
	2	51sx	48.4	-66.6	77.3	116.0	115.4	48.0	43.7	125.0	36.0	11.1	7.41	14.52	1.24	9.20	44.7	2.5	0.80	-	-	0.000
	3	51sx	85.8	-98.7	114.7	116.2	83.9	48.0	43.7	125.0	36.0	9.2	5.15	14.70	0.76	9.20	104.8	4.6	0.57	-	-	0.000
	4	51sx	104.4	-114.4	133.3	116.5	21.2	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	135.0	5.7	0.14	-	-	0.000
	5	51sx	106.5	-116.0	135.5	116.7	-10.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.8	4.02	14.70	0.00	9.20	138.4	5.8	-0.07	-	-	0.000

VERIFICA A SLE: combinazione rara

Caso più gravoso fra le condizioni di carico n° 61, 63, 66, 68 $\Psi_1 = 1.000$

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute					
			M0 baricen- trico	e1 distanza da facc.	M1 facciata interna	N1	T1	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	σ_{staffe}	$\sigma_{f.pieg}$	
			kN.m	cm	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
3	1	61sx	-27.2	-4.0	10.8	271.0	84.5	40.0	32.7	125.0	36.0	16.1	5.34	4.78	0.00	8.06	17.7	2.9	0.85	-	-	
	2	61sx	10.2	-17.9	47.5	265.7	32.8	40.0	35.7	36.0	36.0	61.5	5.34	4.78	0.00	6.79	-4.5	1.8	0.34	-	-	
	3	61sx	16.2	-20.2	52.7	260.5	-13.3	40.0	35.7	36.0	36.0	47.7	5.34	4.78	1.52	6.79	-3.3	2.2	-0.14	-	-	
	4	61sx	-5.7	-11.8	30.1	255.5	-53.9	40.0	34.0	125.0	36.0	66.5	9.55	4.49	1.20	6.79	-3.7	1.3	-0.55	-	-	
	5	61dx	-86.3	18.5	-49.1	265.0	101.3	40.0	34.0	125.0	36.0	8.5	12.22	4.27	5.25	6.79	149.0	8.2	0.90	-	-	
4	1	61sx	-65.3	6.7	-16.4	244.3	105.0	40.0	34.0	125.0	32.0	10.4	12.22	4.86	3.08	5.53	66.8	4.9	1.07	-	-	
	2	61sx	-47.3	-0.2	0.4	238.6	94.4	40.0	34.0	125.0	32.0	13.2	10.99	6.50	2.51	5.53	30.6	3.2	0.99	-	-	
	3	61sx	-31.9	-6.3	14.7	232.8	80.5	40.0	34.0	125.0	32.0	27.3	9.91	4.52	1.93	5.53	2.6	1.8	0.92	-	-	
	4	61sx	-18.8	-11.7	26.6	227.1	67.1	40.0	34.0	125.0	32.0	41.8	9.14	6.50	1.93	5.53	-1.4	1.2	0.73	-	-	
	5	61sx	-8.1	-16.3	36.1	221.5	54.1	40.0	34.0	125.0	32.0	69.0	9.14	7.01	4.02	5.53	-2.6	0.9	0.59	-	-	
5	1	61sx	5.5	-29.3	35.9	122.6	180.4	48.0	43.7	125.0	36.0	81.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-1.1	0.4	1.44	-	-	
	2	61sx	66.1	-78.7	96.7	122.9	143.0	48.0	43.7	125.0	36.0	10.0	7.41	14.52	1.24	9.20	71.5	3.5	0.99	-	-	
	3	61sx	112.8	-116.4	143.4	123.1	105.8	48.0	43.7	125.0	36.0	8.7	5.15	14.70	0.76	9.20	146.8	6.1	0.72	-	-	
	4	61sx	136.1	-135.2	166.8	123.4	27.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	185.0	7.4	0.18	-	-	
	5	61sx	139.3	-137.5	170.0	123.6	-10.0	48.0	43.7	125.0	36.0	8.4	4.02	14.70	0.00	9.20	190.1	7.6	-0.07	-	-	

DATI CONDIZIONE DI CARICO 91 - Verifica sismica (s.l.u.)**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	581.6	0.0	581.6	276.8	0.0	276.8
4	313.9	206.7	210.6	0.0	210.6	155.7	0.0	155.7
5	297.4	282.4	14.7	0.0	14.7	13.7	0.0	13.7
6	282.2	267.1	7.3	0.0	7.3	6.9	0.0	6.9
7	176.0	270.8	-99.5	-42.5	-142.0	-141.3	-39.5	-180.8
8	-9.1	-21.8	-219.0	-55.8	-274.9	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	65.5	
4	91.8	
5	110.2	
6	110.2	
7	91.8	
8	65.5	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 91 - Verifica sismica (s.l.u.)**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	62.99	62.99	62.99	62.99	62.99	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-2.70	-5.40	-8.10	-10.81	
	T	(kN)	-107.65	-107.65	-107.65	-107.65	-107.65	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	107.65	102.08	96.70	91.52	86.54	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-10.81	18.12	25.95	15.66	-9.77	
	T	(kN)	62.99	27.83	-2.69	-28.57	-49.81	
TRAVE 4	N	(kN)	98.50	96.21	94.00	91.93	89.99	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-17.19	-13.91	-11.92	-11.15	-11.52	
	T	(kN)	31.59	14.86	7.75	1.06	-5.22	
TRAVE 5	N	(kN)	69.85	70.50	71.15	71.78	72.40	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-10.82	6.53	18.21	24.26	24.73	
	T	(kN)	53.88	38.68	23.61	8.67	-6.12	
TRAVE 6	N	(kN)	72.40	72.78	73.16	73.53	73.90	Cerniera interna
	M	(kN.m)	24.73	19.68	9.17	-6.75	-28.04	
	T	(kN)	-6.12	-20.77	-35.27	-49.65	-63.88	
TRAVE 7	N	(kN)	99.79	101.58	103.52	105.61	107.79	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-29.66	-29.85	-31.05	-33.32	-36.73	
	T	(kN)	1.70	-3.86	-9.76	-16.01	-33.62	
TRAVE 8	N	(kN)	92.98	96.47	99.76	102.86	105.77	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-28.39	1.48	17.10	16.04	-4.15	
	T	(kN)	56.32	36.03	11.96	-15.91	-47.57	
TRAVE 9	N	(kN)	105.77	105.77	105.77	105.77	105.77	Incastro
	M	(kN.m)	-4.15	-4.15	-4.16	-4.16	-4.16	
	T	(kN)	-47.57	-47.57	-47.57	-47.57	-47.57	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.31850		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.31851	X(3)= 0.03	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.00015	X(6)= 0.00	X(7)= 0.37
inizio trave 5	X(8)= 0.05233	X(9)= -0.02	X(10)= 0.39
inizio trave 6	X(11)= -0.00797	X(12)= -0.08	X(13)= 0.38
inizio trave 7	X(14)= -0.02878	X(15)= -0.02	X(16)= 0.37
inizio trave 8	X(17)= 0.10134	X(18)= -0.03	X(19)= 0.34
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 91 - Verifica sismica (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 0 MPa a dx: 35 MPa Increment. con la profond. 0 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

Verifica sismica

100% vert verso il basso + 30% orizz verso dx

Valore di $a_g/g = 0.06$

Categoria del suolo di fondazione: C

Fo = fattore di amplificazione orizz. = 2.88

S = Ss*ST=1.5

Tc* = periodo iniziale a velocità costante = 0.37

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione attesa = 1

Spinta di Wood

ΔE_d = incremento dinamico della spinta = kN/m² 3.018

Coefficiente per le azioni sismiche orizz = 0.027; vert = 0.045

Carichi mobili presenti sull'impalcato: nessuno

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compreso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN	
3	1	-10.8	-4.0	-10.8	107.6	63.0	63.0	40.0	32.7	125.0	36.0	3.5	5.34	4.78	0.00	8.06	-80.4	139.3	413.0	139.3	1.93
	2	18.1	-31.8	23.4	102.1	27.8	27.8	40.0	35.7	36.0	36.0	6.7	5.34	4.78	0.00	6.79	85.5	128.0	450.3	128.0	3.98
	3	25.9	-40.9	25.9	96.7	-2.7	-2.7	40.0	35.7	36.0	36.0	6.4	5.34	4.78	1.52	6.79	84.2	-222.4	-543.2	-222.4	3.97
	4	15.7	-31.1	21.4	91.5	-28.6	-28.6	40.0	35.7	36.0	36.0	6.2	9.55	4.49	1.20	6.79	79.6	-202.9	-529.1	-202.9	3.95
	5	-9.8	-2.7	-17.2	86.5	-49.8	-44.2	40.0	34.0	125.0	36.0	4.6	12.22	4.27	5.25	6.79	-165.0	-243.8	-600.2	-243.8	2.00
4	1	-17.2	-2.5	-17.2	98.5	31.6	16.6	40.0	34.0	125.0	32.0	4.7	12.22	4.86	3.08	5.53	-172.1	198.6	512.1	198.6	3.54
	2	-13.9	-5.5	-17.2	96.2	14.9	6.7	40.0	34.0	125.0	32.0	4.5	10.99	6.50	2.51	5.53	-156.8	198.6	499.6	198.6	3.53
	3	-11.9	-7.3	-14.8	94.0	7.7	3.6	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.91	4.52	1.93	5.53	-143.3	198.6	484.1	198.6	3.52
	4	-11.1	-7.9	-12.4	91.9	1.1	-2.6	40.0	34.0	125.0	32.0	4.2	9.14	6.50	1.93	5.53	-133.5	-198.6	-483.9	-198.6	3.52
	5	-11.5	-7.2	-12.7	90.0	-5.2	1.4	40.0	34.0	125.0	32.0	4.1	9.14	7.01	4.02	5.53	-133.2	198.6	527.1	198.6	3.52

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compreso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	
5	1	-10.8	-9.4	-12.7	69.9	53.9	38.1	48.0	42.0	125.0	36.0	4.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-175.3	408.2	679.3	408.2	4.73
	2	6.5	-34.1	16.2	70.5	38.7	34.2	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	7.41	14.52	1.24	9.20	252.2	289.6	611.2	289.6	4.38
	3	18.2	-50.4	23.4	71.1	23.6	23.5	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	5.15	14.70	0.76	9.20	255.0	259.7	588.9	259.7	4.38
	4	24.3	-58.6	25.1	71.8	8.7	8.7	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	255.1	212.3	543.4	212.3	4.38
	5	24.7	-59.0	24.8	72.4	-6.1	-6.1	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	255.2	-212.3	-543.5	-212.3	4.38
6	1	24.7	-59.0	24.8	72.4	-6.1	-6.1	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	255.2	-212.3	-543.5	-212.3	4.38
	2	19.7	-51.9	24.1	72.8	-20.8	-20.8	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	255.3	-212.3	-543.5	-212.3	4.38
	3	9.2	-37.4	17.9	73.2	-35.3	-35.2	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	5.15	14.70	0.76	9.20	255.4	-259.7	-589.1	-259.7	4.38
	4	-6.8	-15.7	-22.4	73.5	-49.6	-45.5	48.0	42.0	125.0	36.0	4.1	7.41	14.52	1.24	9.20	-135.2	-281.3	-589.7	-281.3	4.71
	5	-28.0	13.1	-30.3	73.9	-63.9	-49.3	48.0	42.0	125.0	36.0	4.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-176.2	-408.2	-679.7	-408.2	4.73
7	1	-29.7	9.7	-30.3	99.8	1.7	-4.2	40.0	34.0	125.0	32.0	4.2	9.14	7.01	4.02	5.53	-134.9	-198.6	-528.0	-198.6	3.52
	2	-29.8	9.4	-31.6	101.6	-3.9	-0.6	40.0	34.0	125.0	32.0	4.2	9.14	6.50	1.93	5.53	-135.2	-198.6	-484.7	-198.6	3.52
	3	-31.0	10.0	-34.2	103.5	-9.8	-6.1	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.91	4.52	1.93	5.53	-144.9	-198.6	-484.8	-198.6	3.52
	4	-33.3	11.6	-36.7	105.6	-16.0	-8.8	40.0	34.0	125.0	32.0	4.5	10.99	6.50	2.51	5.53	-158.4	-198.6	-500.4	-198.6	3.53
	5	-36.7	14.1	-36.7	107.8	-33.6	-20.6	40.0	34.0	125.0	32.0	4.7	12.22	4.86	3.08	5.53	-173.7	-198.6	-512.9	-198.6	3.54
8	1	-28.4	16.5	-36.7	93.0	56.3	50.9	40.0	34.0	125.0	36.0	4.7	12.22	4.27	5.25	6.79	-165.7	243.8	601.2	243.8	2.00
	2	1.5	-15.6	9.1	96.5	36.0	36.0	40.0	35.7	36.0	36.0	6.3	9.55	4.49	1.20	6.79	80.7	202.9	529.7	202.9	3.96
	3	17.1	-31.2	18.8	99.8	12.0	12.0	40.0	35.7	36.0	36.0	6.5	5.34	4.78	1.52	6.79	84.9	222.4	543.6	222.4	3.97
	4	16.0	-29.6	18.5	102.9	-15.9	-15.9	40.0	35.7	36.0	36.0	6.7	5.34	4.78	0.00	6.79	85.7	-128.0	-450.4	-128.0	3.98
	5	-4.2	-10.1	-14.7	105.8	-47.6	-47.6	40.0	32.7	125.0	36.0	3.5	5.34	4.78	0.00	8.06	-80.1	-139.3	-412.8	-139.3	3.76

DATI CONDIZIONE DI CARICO 92 - Verifica sismica (s.l.u.)**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	581.6	0.0	581.6	276.8	0.0	276.8
4	287.5	189.4	210.6	0.0	210.6	155.7	0.0	155.7
5	271.9	258.1	14.7	0.0	14.7	13.7	0.0	13.7
6	257.9	244.1	7.3	0.0	7.3	6.9	0.0	6.9
7	160.5	246.9	-99.5	-44.9	-144.5	-141.3	-40.6	-181.9
8	-9.1	-21.8	-219.0	-57.5	-276.5	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	59.9	
4	83.8	
5	100.8	
6	100.8	
7	83.8	
8	59.9	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 92 - Verifica sismica (s.l.u.)**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	63.56	63.56	63.56	63.56	63.56	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-2.46	-4.93	-7.39	-9.86	
	T	(kN)	-98.20	-98.20	-98.20	-98.20	-98.20	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	98.20	92.99	87.98	83.16	78.54	
	M	(kN.m)	-9.86	19.44	27.64	17.71	-7.34	
	T	(kN)	63.56	28.40	-2.12	-27.99	-49.23	
TRAVE 4	N	(kN)	92.50	90.62	88.81	87.10	85.51	
	M	(kN.m)	-14.68	-12.27	-11.09	-11.06	-12.11	
	T	(kN)	27.75	10.08	3.36	-2.96	-8.88	
TRAVE 5	N	(kN)	69.28	69.93	70.57	71.20	71.83	Incastro
	M	(kN.m)	-12.13	3.50	13.94	19.24	19.45	
	T	(kN)	48.64	34.74	20.97	7.32	-6.20	
TRAVE 6	N	(kN)	71.83	72.21	72.58	72.95	73.32	
	M	(kN.m)	19.45	14.61	4.78	-10.01	-29.69	
	T	(kN)	-6.20	-19.59	-32.85	-45.98	-58.99	
TRAVE 7	N	(kN)	95.55	97.00	98.58	100.28	102.06	
	M	(kN.m)	-30.65	-30.22	-30.74	-32.28	-34.89	
	T	(kN)	5.07	-0.20	-5.78	-11.68	-30.09	
TRAVE 8	N	(kN)	85.53	88.66	91.59	94.32	96.87	
	M	(kN.m)	-26.66	2.70	17.76	16.09	-4.70	
	T	(kN)	55.56	35.19	11.05	-16.85	-48.52	
TRAVE 9	N	(kN)	96.87	96.87	96.87	96.87	96.87	
	M	(kN.m)	-4.70	-4.71	-4.71	-4.71	-4.71	
	T	(kN)	-48.52	-48.52	-48.52	-48.52	-48.52	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.34872		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.34872	X(3)= 0.04	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= -0.01392	X(6)= 0.01	X(7)= 0.40
inizio trave 5	X(8)= 0.03592	X(9)= -0.01	X(10)= 0.41
inizio trave 6	X(11)= -0.00751	X(12)= -0.05	X(13)= 0.40
inizio trave 7	X(14)= -0.01080	X(15)= 0.00	X(16)= 0.39
inizio trave 8	X(17)= 0.11905	X(18)= -0.03	X(19)= 0.35
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 92 - Verifica sismica (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 0 MPa a dx: 35 MPa Incr. con la profond. 0 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

Verifica sismica

100% vert verso l'alto + 30% orizz verso dx

Valore di $a_g/g = 0.06$

Categoria del suolo di fondazione: C

Fo = fattore di amplificazione orizz. = 2.88

S = Ss*ST=1.5

Tc* = periodo iniziale a velocità costante = 0.37

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione attesa = 1

Spinta di Wood

ΔE_d = incremento dinamico della spinta = kN/m² 3.018

Coefficiente per le azioni sismiche orizz = 0.027; vert = -0.045

Carichi mobili presenti sull'impalcato: nessuno

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		M _{Ed}	e1 distanza da facc.	M _{Ed} + décalage	N _{Ed}	V _{Ed}	V _{Ed} - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compreso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN	
3	1	-9.9	-4.0	-9.9	98.2	63.6	63.6	40.0	32.7	125.0	36.0	3.4	5.34	4.78	0.00	8.06	-79.3	139.3	412.1	139.3	1.93
	2	19.4	-34.9	24.8	93.0	28.4	28.4	40.0	35.7	36.0	36.0	6.6	5.34	4.78	0.00	6.79	83.6	128.0	449.3	128.0	3.97
	3	27.6	-45.4	27.6	88.0	-2.1	-2.1	40.0	35.7	36.0	36.0	6.4	5.34	4.78	1.52	6.79	82.4	-222.4	-542.1	-222.4	3.96
	4	17.7	-35.3	23.4	83.2	-28.0	-28.0	40.0	35.7	36.0	36.0	6.2	9.55	4.49	1.20	6.79	77.9	-202.9	-528.0	-202.9	3.95
	5	-7.3	-4.7	-14.7	78.5	-49.2	-43.7	40.0	34.0	125.0	36.0	4.6	12.22	4.27	5.25	6.79	-164.1	-243.8	-599.1	-243.8	2.00
4	1	-14.7	-4.1	-14.7	92.5	27.7	13.6	40.0	34.0	125.0	32.0	4.7	12.22	4.86	3.08	5.53	-171.1	198.6	511.6	198.6	3.54
	2	-12.3	-6.5	-14.7	90.6	10.1	2.3	40.0	34.0	125.0	32.0	4.4	10.99	6.50	2.51	5.53	-155.8	198.6	499.1	198.6	3.53
	3	-11.1	-7.5	-12.9	88.8	3.4	-0.6	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.91	4.52	1.93	5.53	-142.4	-198.6	-483.6	-198.6	3.52
	4	-11.1	-7.3	-12.6	87.1	-3.0	0.5	40.0	34.0	125.0	32.0	4.1	9.14	6.50	1.93	5.53	-132.7	198.6	483.5	198.6	3.51
	5	-12.1	-5.8	-13.8	85.5	-8.9	-2.6	40.0	34.0	125.0	32.0	4.1	9.14	7.01	4.02	5.53	-132.4	-198.6	-526.7	-198.6	3.51

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compreso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	
5	1	-12.1	-7.3	-13.8	69.3	48.6	34.2	48.0	42.0	125.0	36.0	4.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-175.2	408.2	679.2	408.2	4.73
	2	3.5	-29.9	12.1	69.9	34.7	30.6	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	7.41	14.52	1.24	9.20	252.1	289.6	611.1	289.6	4.38
	3	13.9	-44.6	18.5	70.6	21.0	20.9	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	5.15	14.70	0.76	9.20	254.9	259.7	588.9	259.7	4.38
	4	19.2	-51.9	19.8	71.2	7.3	7.3	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	255.0	212.3	543.4	212.3	4.38
	5	19.4	-51.9	19.7	71.8	-6.2	-6.2	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	255.1	-212.3	-543.4	-212.3	4.38
6	1	19.4	-51.9	19.7	71.8	-6.2	-6.2	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	255.1	-212.3	-543.4	-212.3	4.38
	2	14.6	-45.1	18.8	72.2	-19.6	-19.6	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	4.02	14.70	0.00	9.20	255.2	-212.3	-543.5	-212.3	4.38
	3	4.8	-31.4	12.9	72.6	-32.8	-32.8	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	5.15	14.70	0.76	9.20	255.3	-259.7	-589.0	-259.7	4.38
	4	-10.0	-11.1	-24.4	73.0	-46.0	-42.2	48.0	42.0	125.0	36.0	4.1	7.41	14.52	1.24	9.20	-135.1	-281.3	-589.7	-281.3	4.71
	5	-29.7	15.7	-31.7	73.3	-59.0	-45.7	48.0	42.0	125.0	36.0	4.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-176.1	-408.2	-679.6	-408.2	4.73
7	1	-30.7	12.1	-31.7	95.6	5.1	-0.5	40.0	34.0	125.0	32.0	4.2	9.14	7.01	4.02	5.53	-134.1	-198.6	-527.6	-198.6	3.52
	2	-30.2	11.1	-31.1	97.0	-0.2	2.9	40.0	34.0	125.0	32.0	4.2	9.14	6.50	1.93	5.53	-134.4	198.6	484.3	198.6	3.52
	3	-30.7	11.2	-32.9	98.6	-5.8	-2.3	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.91	4.52	1.93	5.53	-144.1	-198.6	-484.4	-198.6	3.52
	4	-32.3	12.2	-34.9	100.3	-11.7	-4.9	40.0	34.0	125.0	32.0	4.5	10.99	6.50	2.51	5.53	-157.5	-198.6	-499.9	-198.6	3.53
	5	-34.9	14.2	-34.9	102.1	-30.1	-17.8	40.0	34.0	125.0	32.0	4.7	12.22	4.86	3.08	5.53	-172.8	-198.6	-512.4	-198.6	3.54
8	1	-26.7	17.1	-34.9	85.5	55.6	50.1	40.0	34.0	125.0	36.0	4.6	12.22	4.27	5.25	6.79	-164.9	243.8	600.1	243.8	2.00
	2	2.7	-17.1	10.2	88.7	35.2	35.2	40.0	35.7	36.0	36.0	6.2	9.55	4.49	1.20	6.79	79.0	202.9	528.7	202.9	3.95
	3	17.8	-33.4	19.2	91.6	11.1	11.1	40.0	35.7	36.0	36.0	6.4	5.34	4.78	1.52	6.79	83.2	222.4	542.6	222.4	3.96
	4	16.1	-31.1	18.8	94.3	-16.9	-16.9	40.0	35.7	36.0	36.0	6.6	5.34	4.78	0.00	6.79	83.9	-128.0	-449.4	-128.0	3.98
	5	-4.7	-9.2	-15.4	96.9	-48.5	-48.5	40.0	32.7	125.0	36.0	3.4	5.34	4.78	0.00	8.06	-79.1	-139.3	-411.9	-139.3	3.76

DATI CONDIZIONE DI CARICO 93 - Verifica sismica (s.l.u.)**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	669.7	0.0	669.7	364.8	0.0	364.8
4	304.6	200.7	291.4	0.0	291.4	230.1	0.0	230.1
5	288.5	273.9	32.6	0.0	32.6	30.7	0.0	30.7
6	273.6	259.1	24.3	0.0	24.3	23.0	0.0	23.0
7	170.6	262.4	-88.7	-98.0	-186.6	-124.6	-87.1	-211.7
8	-9.1	-21.8	-219.0	-123.2	-342.2	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	63.5	
4	89.0	
5	106.9	
6	106.9	
7	89.0	
8	63.5	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 93 - Verifica sismica (s.l.u.)**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	80.14	80.14	80.14	80.14	80.14	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-2.42	-4.84	-7.26	-9.68	
	T	(kN)	-96.38	-96.38	-96.38	-96.38	-96.38	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	96.38	90.94	85.69	80.64	75.78	
	M	(kN.m)	-9.68	28.37	41.52	32.76	5.06	
	T	(kN)	80.14	39.07	2.64	-29.15	-56.30	
TRAVE 4	N	(kN)	96.42	95.35	94.33	93.43	92.63	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-3.36	-2.48	-3.04	-4.99	-8.24	
	T	(kN)	24.61	0.84	-7.19	-14.79	-21.96	
TRAVE 5	N	(kN)	84.86	86.42	87.97	89.51	91.02	
	M	(kN.m)	-10.47	3.29	11.55	14.35	11.75	
	T	(kN)	44.09	29.34	14.73	0.24	-14.10	
TRAVE 6	N	(kN)	91.02	92.28	93.53	94.77	96.00	
	M	(kN.m)	11.75	3.79	-9.46	-27.97	-51.69	
	T	(kN)	-14.10	-28.31	-42.38	-56.32	-70.12	
TRAVE 7	N	(kN)	119.35	120.60	122.01	123.60	125.32	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-51.84	-50.11	-49.45	-49.91	-51.55	
	T	(kN)	12.68	6.80	0.61	-5.88	-32.29	
TRAVE 8	N	(kN)	98.33	101.69	104.86	107.83	110.61	
	M	(kN.m)	-40.52	0.14	24.73	31.49	18.63	
	T	(kN)	74.86	51.24	24.86	-4.29	-36.21	
TRAVE 9	N	(kN)	110.61	110.61	110.61	110.61	110.61	Incastro
	M	(kN.m)	18.63	18.62	18.62	18.62	18.62	
	T	(kN)	-36.21	-36.21	-36.21	-36.21	-36.21	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.64525		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.64525	X(3)= 0.06	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= -0.00873	X(6)= 0.04	X(7)= 0.88
inizio trave 5	X(8)= 0.01213	X(9)= 0.03	X(10)= 0.87
inizio trave 6	X(11)= -0.02041	X(12)= 0.03	X(13)= 0.86
inizio trave 7	X(14)= 0.03986	X(15)= 0.05	X(16)= 0.85
inizio trave 8	X(17)= 0.24967	X(18)= -0.03	X(19)= 0.76
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 93 - Verifica sismica (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 1.20$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.5 \times g_3 = 0.5$ a destra: $0.5 \times (g_3) = 0.5$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 0 MPa a dx: 35 MPa Increment. con la profond. 0 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

Verifica sismica

30% vert verso il basso + 100% orizz verso dx

Valore di $a_g/g = 0.06$

Categoria del suolo di fondazione: C

Fo = fattore di amplificazione orizz. = 2.88

S = Ss*ST=1.5

Tc* = periodo iniziale a velocità costante = 0.37

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione attesa = 1

Spinta di Wood

ΔEd = incremento dinamico della spinta = kN/m² 10.06

Coefficiente per le azioni sismiche orizz = 0.090; vert = 0.014

Carichi mobili presenti sull'impalcato: nessuno

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compreso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN	
3	1	-9.7	-4.0	-9.7	96.4	80.1	80.1	40.0	32.7	125.0	36.0	3.4	5.34	4.78	0.00	8.06	-79.0	139.3	411.9	139.3	1.93
	2	28.4	-45.2	36.1	90.9	39.1	39.1	40.0	35.7	36.0	36.0	6.6	5.34	4.78	0.00	6.79	83.2	128.0	449.1	128.0	3.97
	3	41.5	-62.5	41.5	85.7	2.6	2.6	40.0	35.7	36.0	36.0	6.3	5.34	4.78	1.52	6.79	81.9	222.4	541.8	222.4	3.96
	4	32.8	-54.7	38.4	80.6	-29.2	-29.2	40.0	35.7	36.0	36.0	6.1	9.55	4.49	1.20	6.79	77.4	-202.9	-527.7	-202.9	3.95
	5	5.1	-20.7	17.5	75.8	-56.3	-48.9	40.0	35.7	36.0	36.0	6.0	12.22	4.27	5.25	6.79	73.7	-255.9	-625.3	-255.9	3.94
4	1	-3.4	-16.5	-3.4	96.4	24.6	7.9	40.0	34.0	125.0	32.0	4.7	12.22	4.86	3.08	5.53	-171.8	198.6	511.9	198.6	3.54
	2	-2.5	-17.4	-3.4	95.3	0.8	-8.3	40.0	34.0	125.0	32.0	4.5	10.99	6.50	2.51	5.53	-156.6	-198.6	-499.5	-198.6	3.53
	3	-3.0	-16.8	-5.8	94.3	-7.2	-2.5	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.91	4.52	1.93	5.53	-143.3	-198.6	-484.1	-198.6	3.52
	4	-5.0	-14.7	-9.5	93.4	-14.8	-10.6	40.0	34.0	125.0	32.0	4.2	9.14	6.50	1.93	5.53	-133.8	-198.6	-484.0	-198.6	3.52
	5	-8.2	-11.1	-12.0	92.6	-22.0	-14.3	40.0	34.0	125.0	32.0	4.2	9.14	7.01	4.02	5.53	-133.6	-198.6	-527.3	-198.6	3.52

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compreso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN	
5	1	-10.5	-12.5	-12.0	84.9	44.1	28.8	48.0	42.0	125.0	36.0	4.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-178.6	408.2	680.7	408.2	4.74
	2	3.3	-28.7	10.2	86.4	29.3	25.0	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	7.41	14.52	1.24	9.20	255.2	289.6	612.6	289.6	4.39
	3	11.6	-38.0	14.2	88.0	14.7	14.7	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	5.15	14.70	0.76	9.20	258.3	259.7	590.3	259.7	4.39
	4	14.4	-40.9	14.4	89.5	0.2	0.2	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	258.5	212.3	544.8	212.3	4.39
	5	11.8	-37.8	14.3	91.0	-14.1	-14.1	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	258.8	-212.3	-544.9	-212.3	4.39
6	1	11.8	-37.8	14.3	91.0	-14.1	-14.1	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	258.8	-212.3	-544.9	-212.3	4.39
	2	3.8	-29.0	10.5	92.3	-28.3	-28.3	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	259.1	-212.3	-545.0	-212.3	4.39
	3	-9.5	-14.7	-23.0	93.5	-42.4	-42.3	48.0	42.0	125.0	36.0	3.8	5.15	14.70	0.76	9.20	-105.0	-251.5	-569.3	-251.5	4.70
	4	-28.0	4.7	-45.4	94.8	-56.3	-52.3	48.0	42.0	125.0	36.0	4.2	7.41	14.52	1.24	9.20	-139.9	-281.3	-591.5	-281.3	4.71
	5	-51.7	29.0	-54.1	96.0	-70.1	-56.0	48.0	42.0	125.0	36.0	4.7	10.08	6.42	4.53	9.20	-181.1	-408.2	-681.8	-408.2	4.74
7	1	-51.8	23.4	-54.1	119.4	12.7	6.3	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.14	7.01	4.02	5.53	-138.2	198.6	529.7	198.6	3.52
	2	-50.1	21.6	-52.5	120.6	6.8	3.3	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.14	6.50	1.93	5.53	-138.4	198.6	486.2	198.6	3.52
	3	-49.5	20.5	-50.5	122.0	0.6	-3.2	40.0	34.0	125.0	32.0	4.4	9.91	4.52	1.93	5.53	-148.1	-198.6	-486.4	-198.6	3.53
	4	-49.9	20.4	-51.5	123.6	-5.9	1.5	40.0	34.0	125.0	32.0	4.6	10.99	6.50	2.51	5.53	-161.4	198.6	501.9	198.6	3.54
	5	-51.5	21.1	-51.5	125.3	-32.3	-18.9	40.0	34.0	125.0	32.0	4.8	12.22	4.86	3.08	5.53	-176.7	-198.6	-514.4	-198.6	3.55
8	1	-40.5	27.2	-51.5	98.3	74.9	68.1	40.0	34.0	125.0	36.0	4.7	12.22	4.27	5.25	6.79	-166.3	243.8	601.9	243.8	2.00
	2	0.1	-14.2	11.3	101.7	51.2	51.2	40.0	35.7	36.0	36.0	6.3	9.55	4.49	1.20	6.79	81.8	202.9	530.3	202.9	3.96
	3	24.7	-37.6	29.5	104.9	24.9	24.9	40.0	35.7	36.0	36.0	6.5	5.34	4.78	1.52	6.79	85.9	222.4	544.3	222.4	3.97
	4	31.5	-43.2	31.5	107.8	-4.3	-4.3	40.0	35.7	36.0	36.0	6.7	5.34	4.78	0.00	6.79	86.7	-128.0	-450.9	-128.0	3.98
	5	18.6	-30.9	25.9	110.6	-36.2	-36.2	40.0	35.7	36.0	36.0	7.1	5.34	4.78	0.00	8.06	87.6	-152.1	-451.2	-152.1	4.00

DATI CONDIZIONE DI CARICO 94 - Verifica sismica (s.l.u.)**CARICHI DISTRIBUITI lungo ogni trave, su una striscia larga un arco**

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	22.6	9.9	669.7	0.0	669.7	364.8	0.0	364.8
4	296.7	195.5	291.4	0.0	291.4	230.1	0.0	230.1
5	280.8	266.6	32.6	0.0	32.6	30.7	0.0	30.7
6	266.4	252.2	24.3	0.0	24.3	23.0	0.0	23.0
7	165.9	255.3	-88.7	-98.7	-187.4	-124.6	-87.4	-212.0
8	-9.1	-21.8	-219.0	-123.6	-342.7	-523.9	0.0	-523.9
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti allo sviluppo di ogni trave, secondo il suo orientamento.

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	61.9	
4	86.6	
5	104.1	
6	104.1	
7	86.6	
8	61.9	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 94 - Verifica sismica (s.l.u.)**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	80.31	80.31	80.31	80.31	80.31	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-2.35	-4.70	-7.04	-9.39	
	T	(kN)	-93.55	-93.55	-93.55	-93.55	-93.55	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	93.55	88.22	83.08	78.13	73.38	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-9.39	28.77	42.03	33.37	5.79	
	T	(kN)	80.31	39.24	2.81	-28.98	-56.13	
TRAVE 4	N	(kN)	94.62	93.67	92.77	91.98	91.29	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-2.61	-1.98	-2.79	-4.97	-8.42	
	T	(kN)	23.46	-0.59	-8.50	-15.99	-23.06	
TRAVE 5	N	(kN)	84.68	86.25	87.80	89.33	90.85	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-10.86	2.38	10.27	12.85	10.17	
	T	(kN)	42.52	28.16	13.93	-0.16	-14.13	
TRAVE 6	N	(kN)	90.85	92.11	93.36	94.60	95.82	Cerniera interna
	M	(kN.m)	10.17	2.27	-10.78	-28.95	-52.18	
	T	(kN)	-14.13	-27.96	-41.65	-55.22	-68.66	
TRAVE 7	N	(kN)	118.08	119.22	120.53	122.00	123.60	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-52.13	-50.22	-49.36	-49.60	-51.00	
	T	(kN)	13.69	7.89	1.80	-4.58	-31.23	
TRAVE 8	N	(kN)	96.10	99.35	102.40	105.27	107.94	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-40.00	0.50	24.93	31.51	18.46	
	T	(kN)	74.63	50.99	24.59	-4.57	-36.49	
TRAVE 9	N	(kN)	107.94	107.94	107.94	107.94	107.94	Incastro
	M	(kN.m)	18.46	18.46	18.46	18.46	18.46	
	T	(kN)	-36.49	-36.49	-36.49	-36.49	-36.49	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.65431		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.65432	X(3)= 0.07	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= -0.01296	X(6)= 0.04	X(7)= 0.89
inizio trave 5	X(8)= 0.00721	X(9)= 0.04	X(10)= 0.88
inizio trave 6	X(11)= -0.02027	X(12)= 0.03	X(13)= 0.87
inizio trave 7	X(14)= 0.04525	X(15)= 0.05	X(16)= 0.86
inizio trave 8	X(17)= 0.25498	X(18)= -0.03	X(19)= 0.76
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: O30012-625 - H x L = 3.07 x 4.00

Ing. Vasco Ciuti -S.S.195/S.P.92-Capoterra

Condizione di carico 94 - Verifica sismica (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: Xp = 0.00 m. Yp = 1.20 m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 4% a dx = 4%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m3 a destra: 1.83 t/m3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: 0.5 x g3 = 0.5 a destra: 0.5 x (g3) = 0.5
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 0 MPa a dx: 35 MPa Increment. con la profond. 0 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 2.79 m. a dx: 2.69 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: g1 = 1.00 g2 = 1.00 g3 = 1.00

Verifica sismica

30% vert verso l'alto + 100% orizz verso dx

Valore di ag/g = 0.06

Categoria del suolo di fondazione: C

Fo = fattore di amplificazione orizz. = 2.88

S = Ss*ST=1.5

Tc* = periodo iniziale a velocità costante = 0.37

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione attesa =1

Spinta di Wood

ΔEd = incremento dinamico della spinta = kN/m2 10.06

Coefficiente per le azioni sismiche orizz = 0.090; vert = -0.014

Carichi mobili presenti sull'impalcato: nessuno

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	
3	1	-9.4	-4.0	-9.4	93.5	80.3	80.3	40.0	32.7	125.0	36.0	3.4	5.34	4.78	0.00	8.06	-78.7	139.3	411.6	139.3	1.93
	2	28.8	-46.6	36.5	88.2	39.2	39.2	40.0	35.7	36.0	36.0	6.6	5.34	4.78	0.00	6.79	82.6	128.0	448.8	128.0	3.97
	3	42.0	-64.6	42.0	83.1	2.8	2.8	40.0	35.7	36.0	36.0	6.3	5.34	4.78	1.52	6.79	81.4	222.4	541.5	222.4	3.96
	4	33.4	-56.8	39.0	78.1	-29.0	-29.0	40.0	35.7	36.0	36.0	6.1	9.55	4.49	1.20	6.79	76.9	-202.9	-527.4	-202.9	3.95
	5	5.8	-21.9	18.2	73.4	-56.1	-48.7	40.0	35.7	36.0	36.0	6.0	12.22	4.27	5.25	6.79	73.2	-255.9	-624.9	-255.9	3.94
4	1	-2.6	-17.2	-2.6	94.6	23.5	7.0	40.0	34.0	125.0	32.0	4.7	12.22	4.86	3.08	5.53	-171.5	198.6	511.7	198.6	3.54
	2	-2.0	-17.9	-3.3	93.7	-0.6	8.4	40.0	34.0	125.0	32.0	4.5	10.99	6.50	2.51	5.53	-156.3	198.6	499.4	198.6	3.53
	3	-2.8	-17.0	-5.9	92.8	-8.5	-3.9	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.91	4.52	1.93	5.53	-143.1	-198.6	-484.0	-198.6	3.52
	4	-5.0	-14.6	-9.7	92.0	-16.0	-11.8	40.0	34.0	125.0	32.0	4.2	9.14	6.50	1.93	5.53	-133.5	-198.6	-483.9	-198.6	3.52
	5	-8.4	-10.8	-12.3	91.3	-23.1	-15.5	40.0	34.0	125.0	32.0	4.2	9.14	7.01	4.02	5.53	-133.4	-198.6	-527.2	-198.6	3.52

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti				Area acc. min.
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compreso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd	
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN	
5	1	-10.9	-12.0	-12.3	84.7	42.5	27.6	48.0	42.0	125.0	36.0	4.6	10.08	6.42	4.53	9.20	-178.6	408.2	680.7	408.2	4.74
	2	2.4	-27.6	9.0	86.3	28.2	23.9	48.0	43.7	125.0	36.0	5.7	7.41	14.52	1.24	9.20	255.2	289.6	612.6	289.6	4.39
	3	10.3	-36.5	12.7	87.8	13.9	13.9	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	5.15	14.70	0.76	9.20	258.2	259.7	590.3	259.7	4.39
	4	12.9	-39.2	12.9	89.3	-0.2	-0.2	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	258.5	-212.3	-544.8	-212.3	4.39
	5	10.2	-36.0	12.7	90.8	-14.1	-14.1	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	258.8	-212.3	-544.9	-212.3	4.39
6	1	10.2	-36.0	12.7	90.8	-14.1	-14.1	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	258.8	-212.3	-544.9	-212.3	4.39
	2	2.3	-27.3	8.9	92.1	-28.0	-28.0	48.0	43.7	125.0	36.0	5.8	4.02	14.70	0.00	9.20	259.0	-212.3	-545.0	-212.3	4.39
	3	-10.8	-13.3	-24.0	93.4	-41.7	-41.6	48.0	42.0	125.0	36.0	3.8	5.15	14.70	0.76	9.20	-105.0	-251.5	-569.3	-251.5	4.70
	4	-29.0	5.8	-46.0	94.6	-55.2	-51.3	48.0	42.0	125.0	36.0	4.2	7.41	14.52	1.24	9.20	-139.9	-281.3	-591.5	-281.3	4.71
	5	-52.2	29.6	-54.6	95.8	-68.7	-54.9	48.0	42.0	125.0	36.0	4.7	10.08	6.42	4.53	9.20	-181.0	-408.2	-681.8	-408.2	4.74
7	1	-52.1	24.1	-54.6	118.1	13.7	7.4	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.14	7.01	4.02	5.53	-138.0	198.6	529.6	198.6	3.52
	2	-50.2	22.1	-52.9	119.2	7.9	4.5	40.0	34.0	125.0	32.0	4.3	9.14	6.50	1.93	5.53	-138.2	198.6	486.1	198.6	3.52
	3	-49.4	21.0	-50.7	120.5	1.8	-1.9	40.0	34.0	125.0	32.0	4.4	9.91	4.52	1.93	5.53	-147.8	-198.6	-486.2	-198.6	3.53
	4	-49.6	20.7	-51.0	122.0	-4.6	2.6	40.0	34.0	125.0	32.0	4.6	10.99	6.50	2.51	5.53	-161.2	198.6	501.8	198.6	3.54
	5	-51.0	21.3	-51.0	123.6	-31.2	-18.0	40.0	34.0	125.0	32.0	4.8	12.22	4.86	3.08	5.53	-176.4	-198.6	-514.3	-198.6	3.55
8	1	-40.0	27.6	-51.0	96.1	74.6	67.9	40.0	34.0	125.0	36.0	4.7	12.22	4.27	5.25	6.79	-166.0	243.8	601.6	243.8	2.00
	2	0.5	-14.5	11.6	99.3	51.0	51.0	40.0	35.7	36.0	36.0	6.3	9.55	4.49	1.20	6.79	81.3	202.9	530.0	202.9	3.96
	3	24.9	-38.4	29.6	102.4	24.6	24.6	40.0	35.7	36.0	36.0	6.5	5.34	4.78	1.52	6.79	85.4	222.4	544.0	222.4	3.97
	4	31.5	-44.0	31.5	105.3	-4.6	-4.6	40.0	35.7	36.0	36.0	6.7	5.34	4.78	0.00	6.79	86.1	-128.0	-450.6	-128.0	3.98
	5	18.5	-31.1	25.8	107.9	-36.5	-36.5	40.0	35.7	36.0	36.0	7.0	5.34	4.78	0.00	8.06	87.1	-152.1	-450.9	-152.1	4.00

REAZIONI TRASMESSE DALLA STRUTTURA ALLA FONDAZIONE

Forze e momenti si riferiscono ad una striscia larga quanto l'arco

Le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti gamma delle azioni esposte nelle tabelle precedenti.

Condiz carico	Sollecitazioni alla base del ritto sinistro			Sollecitazioni alla base del ritto destro		
	Rvert=N kN	Rorizz=V kN (1)	Distanza da facciata m	Rvert=N kN	Rorizz=V kN (1)	Distanza da facciata m
SLU						
20	145	-74	0.040	131	-69	0.040
21	359	-115	0.040	381	-9	0.309
23	366	-116	0.040	324	-12	0.332
26	376	-116	0.040	314	-14	0.334
28	275	-72	0.040	305	2	0.336
SLE						
41	107	-55	0.040	97	-51	0.040
51	228	-87	0.040	234	-19	0.277
53	232	-88	0.040	202	-21	0.292
56	238	-88	0.040	197	-22	0.292
58	228	-87	0.040	234	-19	0.277
61	271	-85	0.040	277	-11	0.279
63	277	-85	0.040	234	-14	0.297
66	284	-86	0.040	227	-15	0.298
68	271	-85	0.040	277	-11	0.279
SLU sisma						
91	108	-63	0.040	106	-48	0.101
92	98	-64	0.040	97	-49	0.092
93	96	-80	0.040	111	-36	0.309
94	94	-80	0.040	108	-36	0.311

(1) positiva se diretta verso l'esterno della galleria

Incluso peso terra sopra la struttura e spinta della terra contro la struttura.

Escluso peso terra sopra la fondazione.

CALCOLO DELLE FONDAZIONI**Dati della struttura**

Luce netta della struttura	L = m	4.00
Altezza nominale interna della struttura	H = m	3.07
Interasse tra gli archi prefabbricati	I = m	1.25
Numero di archi prefabbricati	n°	27
Spessore del ritto	W = m	0.40
Cerniera Facc: distanza dalla facciata interna	m	0.04
Cerniera Terra: distanza dalla facciata interna	m	0.36

Dimensioni della fondazione in m.

C	Q	M	N	H _{vasca}	Peso
m. 5.70	m. 0.60	m. 2.00	m. 0.85	cm 10.0	t. 10.69

Calcolo delle sollecitazioni resistenti (s.l.u.)

Posizione	Armature/m		Ferri	Area/arco	
	n°/m.Φ	Area/m		Mezzeria	Bordo vasca
51	3.14	4.62	A1 = cm2	5.77	5.77
52	6.16	12.06	A2 = cm2	38.62	23.55
53	6.20	18.84	A3 = cm2	0.00	5.71
54	0.00	0.00	A4 = cm2	6.39	6.39
Altezza totale della sezione			H1 = cm	60.0	50.0
Altezza utile della sezione c.a.			d = cm	55.5	45.5
Asse neutro			x1 = cm	11.9	8.0
Momento resistente ad arco			Mrd = kN.m	-775.6	-394.2
Taglio resistente ad arco			Vr = kN	302.2	361.8

CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO

Le forze si riferiscono ad una striscia larga l = m. 1.25. Sono già moltiplicate per i coefficienti gamma delle azioni previsti dal caso GEO.
(Sono posti per i carichi permanenti g1=g2=g3=g4=1, per i carichi verticali variabili q1=1.15 e per la frenata q3=1.3)

Condiz carico	Sollecitazioni alla base del ritto			h terra contro ritto m	Peso striscia terreno kN	Totale forze verticali kN	Eccentricità dalla mezzeria della fond. m (2)	Calcolo plastico (Meyerhof)		Calcolo elastico		
	Rorizz=V	Rvert=N	Distanza da mezzeria m					Pressione media kN/m2	Parte senza carico m	Bordo sinistro kN/m2	valore medio kN/m2	Bordo destro kN/m2
	kN (1)	kN										
10	54.5	107.3	2.04	4.83904	49.0	405	0.059	58.1	0.118	60.4	56.9	53.4
	-51.3	97.0	-2.04	4.66096	47.2							
20	54.5	107.3	2.04	4.83904	49.0	405	0.059	58.1	0.118	60.4	56.9	53.4
	-51.3	97.0	-2.04	4.66096	47.2							
21	83.7	290.0	2.04	4.83904	49.0	801	-0.213	104.6	-0.427	87.1	112.4	137.6
	-0.8	309.8	-2.32	4.66096	47.2							
23	84.3	296.5	2.04	4.83904	49.0	758	-0.065	104.1	-0.130	99.1	106.4	113.7
	-3.6	260.8	-2.34	4.66096	47.2							
26	84.8	305.0	2.04	4.83904	49.0	758	-0.017	105.8	-0.033	104.6	106.4	108.3
	-5.0	252.4	-2.34	4.66096	47.2							
28	51.6	224.2	2.04	3.88904	39.4	659	-0.257	84.8	-0.513	67.5	92.5	117.4
	8.5	252.8	-2.35	3.71096	37.6							
91	63.0	107.6	2.04	4.83904	49.0	414	-0.017	57.8	-0.035	57.1	58.2	59.2
	-47.6	105.8	-2.10	4.66096	47.2							
92	63.6	98.2	2.04	4.83904	49.0	396	-0.017	55.3	-0.033	54.6	55.6	56.6
	-48.5	96.9	-2.09	4.66096	47.2							
93	80.1	96.4	2.04	4.83904	49.0	408	-0.197	53.6	-0.394	45.4	57.3	69.1
	-36.2	110.6	-2.31	4.66096	47.2							
94	80.3	93.5	2.04	4.83904	49.0	403	-0.199	52.8	-0.399	44.6	56.5	68.3
	-36.5	107.9	-2.31	4.66096	47.2							

VERIFICA A S.L.U DELLA SEZIONE VERTICALE PIÙ SOLLECITATA

Forze e momenti si riferiscono ad una striscia larga l = m. 1.25. Sono già moltiplicati per i coefficienti gamma delle azioni del caso STR

Condiz carico	Sollecitazioni alla base del ritto			h terra contro ritto m	Peso striscia terreno kN	Totale forze verticali kN	Eccentricità dalla mezzeria della fond. m (2)	Calcolo elastico		Distanza sezione verificata dalla mezzeria m (2)	Sollecitazioni esterne	
	Rorizz=V	Rvert=N	Distanza da mezzeria m					Bordo sinistro kN/m2	bordo destro kN/m2		Md kN.m (3)	Vd kN
	kN (1)	kN										
10	73.6	144.8	2.04	4.84	66.1	510	0.063	76.4	66.9	0.000	-107.5	84.6
	-69.3	130.9	-2.04	4.66	63.7					-1.800	-67.5	
20	73.6	144.8	2.04	4.84	66.1	510	0.063	76.4	66.9	0.000	-107.5	84.6
	-69.3	130.9	-2.04	4.66	63.7					-1.800	-67.5	
21	114.9	358.7	2.04	4.84	66.1	975	-0.211	106.4	167.2	0.000	-253.1	215.1
	-9.1	381.2	-2.31	4.66	63.7					-1.800	-157.3	
23	115.5	366.5	2.04	4.84	66.1	925	-0.068	120.5	139.1	0.000	-235.5	193.6
	-12.4	323.7	-2.33	4.66	63.7					-1.800	-151.7	
26	116.2	376.3	2.04	4.84	66.1	925	-0.021	126.9	132.7	0.000	-235.1	191.2
	-14.0	313.9	-2.33	4.66	63.7					-1.800	-151.1	
28	71.5	275.2	2.04	3.89	53.2	789	-0.239	82.9	138.5	0.000	-188.7	167.6
	1.6	304.7	-2.34	3.71	50.7					-1.800	-127.5	
91	63.0	107.6	2.04	4.84	49.0	414	-0.017	57.1	59.2	0.000	-61.5	60.5
	-47.6	105.8	-2.10	4.66	47.2					-1.800	-50.9	
92	63.6	98.2	2.04	4.84	49.0	396	-0.017	54.6	56.6	0.000	-55.5	55.3
	-48.5	96.9	-2.09	4.66	47.2					-1.800	-48.9	
93	80.1	96.4	2.04	4.84	49.0	408	-0.197	45.4	69.1	0.000	-59.2	62.5
	-36.2	110.6	-2.31	4.66	47.2					-1.800	-65.5	
94	80.3	93.5	2.04	4.84	49.0	403	-0.199	44.6	68.3	0.000	-57.4	61.1
	-36.5	107.9	-2.31	4.66	47.2					-1.800	-64.9	

massimo momento flettente in mezzeria **-253.1**

massimo momento flettente a bordo vasca **-157.3** **215.1**

Per ogni condizione di carico nella prima riga delle prime sei colonne sono riportate le forze sul lato sinistro, nella seconda sul lato destro. Nelle ultime tre colonne della seconda tabella sono riportate nella prima riga le sollecitazioni esterne nella sezione in mezzeria, nella seconda le sollecitazioni esterne nella sezione sul bordo interno della vasca.

- (1) positiva se diretta verso la luce del ponte
- (2) positiva se la risultante è a sinistra della mezzeria
- (3) comprensivo del décalage

VERIFICA A S.L.E DELLA SEZIONE VERTICALE PIÙ SOLLECITATA

Forze e momenti si riferiscono ad una striscia larga $l = m \cdot 1.25$. Sono già moltiplicati per i coefficienti gamma delle azioni per SLE

Condiz carico	Sollecitazioni alla base del ritto			h terra contro ritto	Peso striscia terreno	Totale forze verticali	Eccentricità dalla mezzeria della fond.	Calcolo elastico		Distanza sezione verificata dalla mezzeria	Sollecitazioni esterne	
	Rorizz=V	Rvert=N	Distanza da mezzeria					Bordo sinistro	bordo destro		Md	Vd
	kN (1)	kN								m		
41	54.5	107.3	2.04	4.84	49.0	405	0.059	60.4	53.4	0.000	-60.2	73.3
	-51.3	97.0	-2.04	4.66	47.2					-1.800	-46.9	
51	87.2	228.0	2.04	4.84	49.0	663	-0.157	77.7	108.5	0.000	-138.1	142.7
	-18.9	234.2	-2.28	4.66	47.2					-1.800	-95.3	
53	87.5	232.3	2.04	4.84	49.0	636	-0.039	85.5	92.9	0.000	-128.3	128.4
	-20.8	202.2	-2.29	4.66	47.2					-1.800	-92.2	
56	87.9	237.8	2.04	4.84	49.0	636	-0.001	89.1	89.3	0.000	-128.1	126.7
	-21.6	196.7	-2.29	4.66	47.2					-1.800	-91.8	
58	87.2	228.0	2.04	4.84	49.0	663	-0.157	77.7	108.5	0.000	-138.1	142.7
	-18.9	234.2	-2.28	4.66	47.2					-1.800	-95.3	
61	84.5	271.0	2.04	4.84	49.0	749	-0.157	87.7	122.5	0.000	-166.2	167.6
	-11.4	277.1	-2.28	4.66	47.2					-1.800	-106.9	
63	85.0	276.8	2.04	4.84	49.0	712	-0.017	98.2	101.8	0.000	-153.2	148.6
	-13.9	234.5	-2.30	4.66	47.2					-1.800	-102.7	
66	85.5	284.1	2.04	4.84	49.0	712	0.028	102.9	97.0	0.000	-152.9	146.3
	-15.1	227.2	-2.30	4.66	47.2					-1.800	-102.3	
68	84.5	271.0	2.04	4.84	49.0	749	-0.157	87.7	122.5	0.000	-166.2	167.6
	-11.4	277.1	-2.28	4.66	47.2					-1.800	-106.9	

massimo momento flettente in mezzeria -166.2
massimo momento flettente a bordo vasca -95.3 167.6

Per il momento flettente Md massimo :

		Mezzeria	Bordo vasca
Asse neutro	x1 = cm	12.5	9.0
Apertura fessure	Wk = mm	0.00	0.00
Tensione max acciaio	σ_{acc} = MPa	83.1	94.2
Tensione max cls	σ_{cls} = MPa	4.0	3.8