

S.S.127 Settentrionale Sarda
Completamento circonvallazione di Tempio

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA350

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA RESPONSABILE E DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

tt. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)

RESPONSABILI D'AREA:

sponsabile Tracciato stradale: Dott. Ing. Massimo Capasso

rd. Ing. Prov. Roma 26031)

sponsabile Strutture: Dott. Ing. Giovanni Piazza

rd. Ing. Prov. Roma 27296)

sponsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: Dott. Ing. Sergio Di Maio

rd. Ing. Prov. Palermo 2872)

sponsabile Ambiente: Dott. Ing. Francesco Ventura

rd. Ing. Prov. Roma 14660)

LOGO:

tt. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

tt. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma A15138)

RESPONSABILE SIA:

tt. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

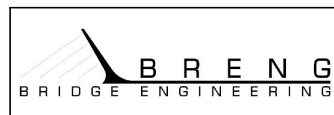
STO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

tt. Ing. Edoardo Antonio Quattrone

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:




RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO			CA350_P00TM00STRRE01			
LIV. PROG. ANNO			CODICE ELAB.			
DPCA0350 D 22			P00TM00STRERE0		1	VARIE
D						
C						
B						
A	EMISSIONE			A. CECCOTTI	M.A. CUCCARO	M. CAPASSO
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVAT

INDICE

1.	PREMESSE.....	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	Legislazione di carattere generale	7
2.2	Norme UNI.....	7
2.3	Norme emanate dal C.N.R.....	8
2.4	Bibliografia	8
3.	PROGRAMMA PER L'ANALISI AUTOMATICA.....	8
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
4.1	Calcestruzzo magro per sottofondazioni.....	10
4.2	Acciaio ordinario per armatura lenta B 450C	10
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
6.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	12
6.1	Parametri sismici.....	12
6.2	Analisi pseudostatiche	14
7.	CRITERI DI VERIFICA	15
7.1	Stato limite ultimo	15
7.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione	15
7.1.2	Verifica per sollecitazioni taglianti	16
7.2	Stato limite d'esercizio.....	17
7.2.1	Valutazione della distanza media fra le fessure	19
7.2.2	Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura	20
7.2.3	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio di calcolo)	22
7.2.4	Ampiezza delle fessure.....	22
7.3	Metodologia per il calcolo dei muri.....	22
7.4	Verifiche geotecniche	23
7.4.1	Verifiche a ribaltamento	23
7.4.2	Verifiche a scorrimento	24

7.4.3	Verifiche di capacità portante della fondazione.....	24
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	29
8.1	Combinazioni per la verifica allo SLU.....	29
9.	ANALISI DEI CARICHI – TOMBINI CON SOVRACCARICHI STRADALI	31
9.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	33
9.1.1	Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati	34
9.1.2	Spinta delle terre	35
9.1.3	Carichi veicolari sulla soletta superiore.....	36
9.1.4	Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada) 37	
9.1.5	Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada) 37	
9.1.6	Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali.....	40
9.1.7	Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)41	
9.1.8	Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)41	
9.1.9	Definizione dei carichi di progetto	43
9.1.10	Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	44
9.1.11	Carico da frenatura	44
9.1.12	Azione termica.....	45
9.1.13	Ritiro.....	45
	ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI IMBOCCO/SBOCCO	48
9.1	Descrizione della normativa e del metodo di calcolo	49
9.2	Descrizione del metodo di calcolo delle spinte.....	52
9.3	Descrizione del metodo di calcolo della portanza	53
10.	ALLEGATI.....	56
10.1	Verifiche Strutturali Tipologia 3x3 TM03.....	56
10.2	Verifiche Geotecniche.....	64
10.5	Verifiche dei muri di imbocco/sbocco maggiormente sollecitati.....	67
10.5.1	Verifiche muro di imbocco/sbocco per tipologia tombino 3x3.....	67

S.S. n291 “Collegamento Sassari – Alghero - Aeroporto” Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia”		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

1. PREMESSE

La presente relazione di calcolo riporta e commenta i dati ed i risultati relativi alle analisi strutturali dei Sottovia da realizzarsi nell'ambito dei lavori di realizzazione della Circonvallazione di Tempio, costituita da una nuova viabilità di categoria C “Extraurbana secondaria” ex D.M. 05.11.2001, alternativa alla viabilità di attraversamento del centro abitato – costituita dal tratto urbano dell'itinerario S.S.127 – posta a nord dell'abitato stesso e di sviluppo di 3,7 km circa.

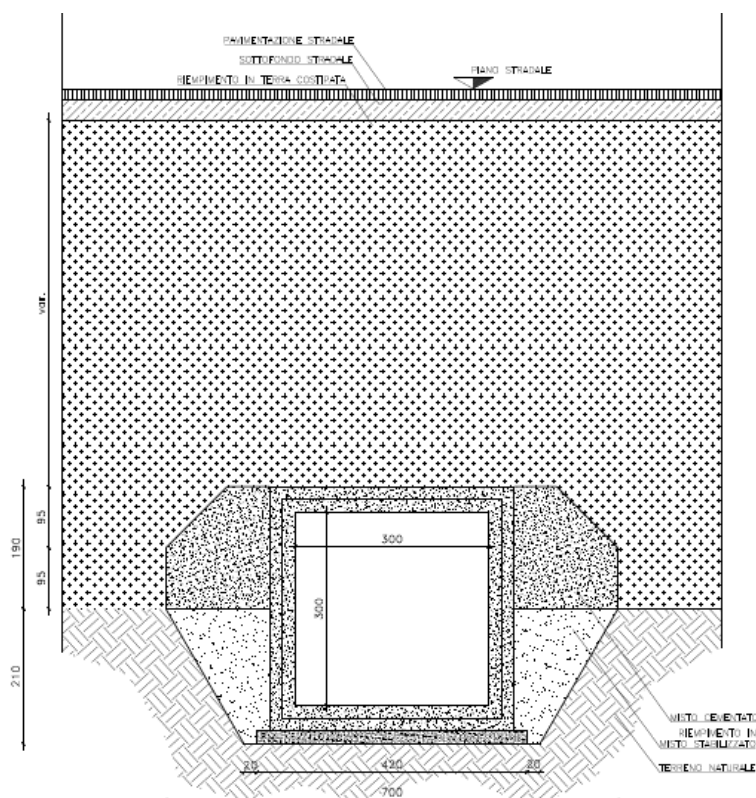
Le sezioni considerate al fine di realizzare i sottovia hanno dimensioni interne da 200x200cm e 300x300cm, a cui caso per caso andranno sommati gli spessori delle sezioni in cemento armato. La seguente relazione descrive le metodologie e i risultati di calcolo strutturale per la progettazione delle carpenterie per i 6 Sottovia presenti.

Viene adottata la seguente procedura che consente di ridurre opportunamente il numero di verifiche:

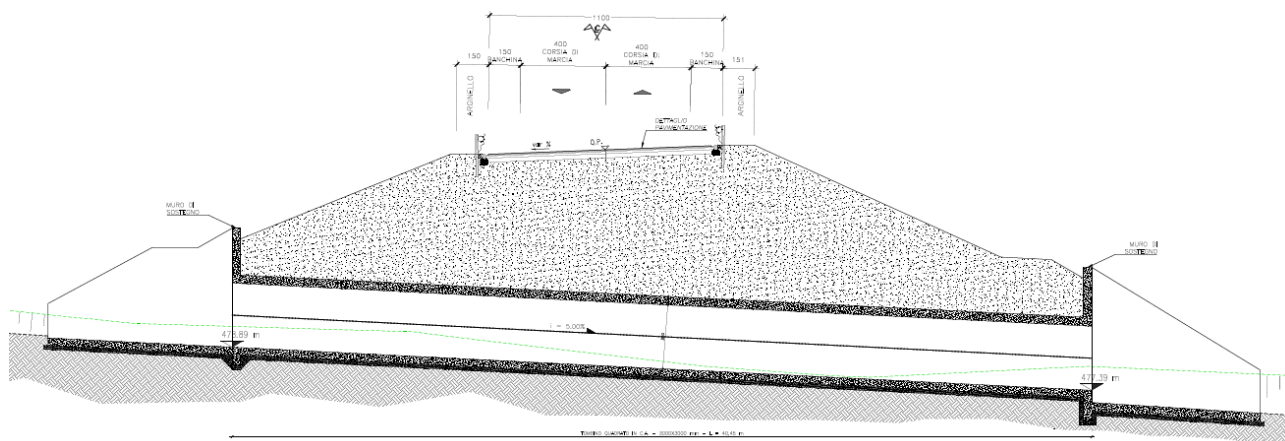
- 1) Si caratterizza il terreno di fondazione in base ai risultati delle indagini geognostiche disponibili, considerando per ciascun tombino l'indagine stratigrafica più vicina alla posizione del manufatto, il terreno viene inoltre classificato secondo i parametri di definizione dell'azione sismica (classe topografica, categoria sismica di suolo ecc...)
- 2) Viene svolta una completa analisi dei carichi secondo le metodologie di seguito riportate e con riferimento alle vigenti normative.
- 3) viene determinato l'insieme delle azioni di progetto da considerare nella analisi strutturale come involucro delle azioni calcolate per ciascun singolo tombino.
- 4) Vengono dunque applicate tali azioni ad uno dei tombini, scelto come tombino di riferimento per la progettazione di tale tipologia. La scelta ricade, sul tombino avente la sezione maggiore (300x300cm) e la lunghezza maggiore poiché in grado di sviluppare in modo maggiormente critico la condizione di trave inflessa su letto di molle (suolo elastico alla Winkler) analogamente a come le travi in elevazione di maggiore luce sono da ritenersi quelle maggiormente sollecitate.

Tale approccio risulta certamente cautelativo in quanto, come è chiaro dalla metodologia di determinazione dei carichi di seguito riportata, le azioni sul manufatto dovute ai sovraccarichi stradali e a quelle dovute all'altezza del rilevato sovrastante risultano inversamente proporzionali mentre

Si identifica il tombino assunto come riferimento per la realizzazione del modello numerico di calcolo e si riportano alcuni schemi indicativi della geometria , rimandando agli elaborati grafici progettuali per i dettagli.



Sezione trasversale - TOMBINO TIPOLOGIA 3x3 A.TM03



Sezione longitudinale - TOMBINO TIPOLOGIA 3x3 A, TM03


Si esegue un'analisi statica lineare dello scatolare su un modello bidimensionale composto da elementi shell, che descrive in dettaglio la struttura e i carichi ad essa applicati.

Per la determinazione del peso statico sulla soletta inferiore dovuto al livello idrico si è considerata la condizione di piena in corrispondenza della quale si ha un riempimento del 70% della sezione (condizione più gravosa). in cui si hanno le seguenti quote idriche (misurate all'estradosso della soletta superiore) e le seguenti tipologie di sovraccarichi.

TIPOLOGIA TOMBINO	TIPOLOGIA DI SOVRACCARICHI	QUOTA IDRICA
		m
3x3	Stradali – Par. §5.1. NTC 2018	2.1

L'analisi viene condotta tramite il software di calcolo Prosap ver.20.7.0, prodotto da 2si, nello spirito del metodo agli stati limite.

Una doverosa specificazione in merito all'uso del software riguarda l'approccio adottato per la modellazione. Il modello numerico realizzato considera la presenza del terreno circostante il tombino (laterale e superiore), solo attraverso la definizione delle azioni dei pesi (verticali) e delle spinte (lateral) sulla struttura del tombino. Solo il terreno inferiore, e la sua interazione con la soletta di base del tombino, viene fisicamente modellato (con caratteristiche meccaniche di ogni stratigrafia). Tale modello, pertanto analogo a quello di una struttura in elevazione, non è in grado di considerare l'interazione del terreno al di sotto dell'opera con quello superiore. Questo aspetto risulta

S.S. n291 “Collegamento Sassari – Alghero - Aeroporto” Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia”		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

problematico in relazione alla verifica della portanza del terreno in quanto il programma rileverà il cedimento differenziale della porzione di terreno a contatto con la soletta di base rispetto al terreno circostante che, tuttavia, sarà soggetto circa allo stesso cedimento per effetto del peso del terreno di riporto sovrastante. Le verifiche di portanza in conseguenza a tale approccio potranno risultare non verificate. Ulteriormente vengono calcolati e riportati i cedimenti del terreno secondo le metodologie di seguito specificate. Anche in questo caso, data la metodologia di modellazione applicata, si evidenzia il fatto che non si tratterà di cedimenti differenziale del terreno sottostante il tombino rispetto a quello circostante in quanto anche lateralmente ad esso il terreno, a quella data quota, sarà soggetto circa ai medesimi carichi (terreno, pavimentazione stradale, sovraccarichi stradali), e pertanto potrà presentare circa gli stessi cedimenti.

A completamento vengono riportate le verifiche per i muri di contenimento agli imbocchi dei profili utili alla realizzazione dei tombini sopra riportati.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Legislazione di carattere generale


Decreto Ministero delle Infrastrutture del 17.01.2018, di concerto con il Ministro dell'Interno e il Capo del Dipartimento di Protezione Civile, Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Circ. Min. n°617 del 02/02/2009: “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici STC, “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”, febbraio 2008.

2.2 Norme UNI

Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M. , Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione e in particolare:
 UNI EN 197-1: “Cemento. Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni.
 UNI EN 206-1: “Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”.

S.S. n291 “Collegamento Sassari – Alghero - Aeroporto” Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia”		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

UNI 11104-2016: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.

2.3 Norme emanate dal C.N.R

CNR 10012: “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”.

CNR 10024: “Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.

2.4 Bibliografia

Migliacci – F. Mola: Progetto agli stati limite delle strutture in c.a. -Masson Italia Editori 1985

C. Cestelli Guidi: Geotecnica e tecnica delle fondazioni -Ulrico Hoepli Editore 1987

Bowles J.E. - Foundations Analysis and Design 4th edition -McGraw-Hill – New York, 1988

3. PROGRAMMA PER L'ANALISI AUTOMATICA

- PROSAP VER 20.7.0
- Spettri di risposta ver. 1.0.3 *Foglio Excel del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per il calcolo degli spettri di risposta secondo le nuove NTC*


4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza

C32/40

Classe di esposizione

XC2 – XA1

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Classe di consistenza	S4
Contenuto minimo di cemento	340 Kg/m ³
Massimo rapporto a/c	0.50
Copriferro	> 5 cm
Diametro massimo inerte	25 mm
Aggregati	Conformi alla UNI-ENI-12620


Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} = 40.00$	N/mm ²
Resistenza di esposizione	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20$	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.78$	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.10$	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{cd} = 0.70 \times f_{ctm} = 2.17$	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C =$	18.81 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_C =$	1.45 N/mm ²

Stato Limite di esercizio

Tensione max di compressione - Comb. Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} =$	14.94 N/mm ²

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

4.1 Calcestruzzo magro per sottofondazioni

Classe di resistenza	C12/15
Classe di esposizione	X0

4.2 Acciaio ordinario per armatura lenta B 450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f =$	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	391.30	N/mm ²


Stato Limite di Esercizio

Tensione max di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk} =$	360.00	N/mm ²
--------------------------	-----------------------------------	--------	-------------------

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La trattazione completa della situazione geotecnica in prossimità delle opere in oggetto è riportata nella Relazione Geotecnica allegata al Progetto. Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici delle varie unità presenti in sito lungo il tracciato.

Nel caso in oggetto, il dimensionamento tiene conto di due strati differenti: a tergo dell'opera si considera come terreno spingente il terreno da rilevato stradale in materiale con elevate capacità drenanti, con elementi lapidei di varia natura e materiali di riporto.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Mentre alla base dell'opera si ritrova normalmente un terreno assimilabile a Ghiaia da media a grossa in matrice limosa sabbiosa o limosa argillosa, da sciolta a mediamente addensata. Gli elementi lapidei sono poligenici, da centimetrici a decimetrici, da arrotondati a sub-arrotondati. La frazione limosa argillosa è di colore variabile dal beige al marrone, da molle a mediamente consistente.

La falda risulta profonda rispetto al piano fondazione e quindi non incide sul dimensionamento dell'opera.

L'interazione terreno-struttura è stata considerata schematizzando il terreno come un mezzo alla Winkler assimilandolo ad un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti.

Il coefficiente di reazione del terreno K_s [kN/m³] è calcolato come rapporto tra il carico unitario medio p [kPa] e il cedimento totale S_t [m] della fondazione in progetto, opportunamente valutato.

Nel caso in esame il valore del coefficiente di reazione del terreno K_s è stato assunto pari a 10000 kN/m³, con valutazione degli effetti per variazioni della costante di $\pm 50\%$ del valore.

$$K_s = \frac{p}{S_t}$$


Il coefficiente di spinta a riposo dei terreni considerati è stato calcolato secondo il procedimento dell'equilibrio limite di Rankine:

$$K_0 = 1 - \sin\phi \quad (\text{spinta a riposo})$$

I valori dei coefficienti di spinta attiva (k_a) sono stati calcolati secondo la relazione di Coulomb, il quale permette di considerare l'eventuale dell'angolo di attrito terreno-paratia (δ).

La relazione di Coulomb per il calcolo del coefficiente di spinta attiva, con le condizioni assunte, è la seguente:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2\varphi \cdot \sin(\psi - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\psi - \varphi) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right)^2} \quad (\text{spinta attiva})$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

Dove: ϕ = angolo d'attrito del terreno;
 Ψ = inclinazione del paramento di monte del muro (90°);
 δ = angolo d'attrito lungo la superficie di rottura;
 ε = inclinazione del pendio a monte.

6. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

6.1 Parametri sismici

Il presente progetto è stato redatto considerando per gli stati limite di esercizio lo stato Limite di Danno e per gli stati limite ultimi lo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica.

Si ritiene di attribuire alla infrastruttura in progetto una vita nominale $V_N \geq 50$ anni nonché una Classe d'Uso IV.

Il coefficiente d'uso vale $C_U = 2$.

Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = 100 \text{ anni}$$


Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F^0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri a_g , F^0 , T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti di seguito.

I parametri sismici di base sono stati calcolati nella relazione di caratterizzazione sismica.

Si riportano di seguito i parametri per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite, per una vita di riferimento di $V_R=100$ anni:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Stato Limite	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _C * [s]
SLD	232	0.025	2.710	0.304
SLV	2185	0.05	2.927	0.355

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S_s=coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab.3.2.IV);

S_T= coefficiente di amplificazione topografica (Tab.3.2.V);

a_g= accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (si veda tabella precedente).


In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = superficie pianeggiante o pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15), nelle verifiche sismiche è stato utilizzato il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V NTC. 17/01/18):

Categoria topografica	S _T
T1	1.0

Per ciascuna opera viene identificata, tra quelle disponibili, la caratterizzazione geotecnica del suolo maggiormente attendibili mediante il principio della minima distanza tra la collocazione dell' opera e la posizione delle indagini. Nella tabella seguente per ciascuna opera è indicata l' ispezione di riferimento da cui sono state modellate le stratigrafie del terreno nel modello di calcolo. Nel caso in cui la più vicina indagine geotecnica risulta non caratterizzare adeguatamente il terreno (è il caso dei pozzetti - PZ - di spezione che arrivano fino ai 2 metri di profondità) si è allora proceduto ad integrare, per gli strati inferiori, con la stratigrafia derivante dalla prova geotecnica direttamente più vicina in grado di descrivere gli strati inferiori.

Il primo metro in profondità, direttamente sotto la fondazione del tombino, viene considerato avente stratigrafia "ghiaia e sabbia compatta"

La categoria di suolo (NTC2018) viene ricavata dalle Tavole di Zonazione Sismica. Si assumono dunque i seguenti valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s (cfr. Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/18), coi cui viene ricavata l' accelerazione massima per ogni sito, riportata anch'essa in tabella.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c


Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

TOMBINO	TIPOLOGIA	ID INDAGINE	CAT. SUOLO	S_s (SLV)	S_s (SLD)	$a_{g,max}$ (SLV)	$a_{g,max}$ (SLD)
TM03	3x3m	S1	B	1.2	1.2	0.072	0.036

6.2 Analisi pseudostatiche

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno W considerato. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi mediante dei coefficienti di proporzionalità diretta denominati coefficienti sismici orizzontale e verticale e indicati con k_h e k_v rispettivamente. I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.6.2.1 NTC 17.01.2018):

$$\begin{aligned}
F_h &= k_h \cdot W \\
F_v &= k_v \cdot W
\end{aligned}
\quad \text{con} \quad
\begin{aligned}
k_h &= \beta \cdot a_{\max} / g \\
k_v &= \pm 0.5 \cdot k_h
\end{aligned}$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

β = coefficiente di riduzione di a_{max}

Il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m da utilizzare nel caso specifico risulta unitario, come previsto al punto 7.11.6.2.1 delle NTC 2018 per le strutture non libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Considerando il valore del coefficiente di riduzione pari a:

$\beta = 1.0 [-]$ Coefficiente per strutture che non possono subire spostamenti relativi rispetto al terreno

Ne consegue che i valori k_v e k_h risultano pari, rispettivamente, al a_{gmax} e $0.5 a_{gmax}$ riportati nella tabella precedente agli SLD e agli SLV.

7. CRITERI DI VERIFICA

7.1 Stato limite ultimo


7.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.3.4.2 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

$$\mu_{\Phi} = \mu_{\Phi}(N) \geq \mu$$

dove:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a NEd;
 N è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
 M è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

7.1.2 Verifica per sollecitazioni taglianti

Per la verifica a sollecitazione tagliente si esegue dapprima la verifica degli elementi senza armature resistenti a taglio, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.3.5.1.

Indicato con V il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt{100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$


dove:

$$\begin{aligned}
k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 && \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm} \\
v_{min} &= 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} \\
\rho_{\ell} &= \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 && \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm} \\
\sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} && \text{tensione media di compressione nella sezione}
\end{aligned}$$

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad elementi provvisti di armature resistenti a taglio secondo quanto previsto al punto 4.1.2.3.5.2 del già citato D.M.17/01/2018

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta}{1 + \operatorname{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:


ϑ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \operatorname{ctg} \vartheta \leq 2.5$
α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente maggiorativi pari a:
	1 per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
	1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
	$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_1 = (0.9 \cdot d \cdot \operatorname{ctg} \theta) / 2$$

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole

7.2 Stato limite d'esercizio

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa

Calcestruzzo compresso:

Combinazione rara $\alpha_c < 0.60 \times f_{ck}$ per cls R_{ck} 40 $\rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$

Combinazione quasi permanente $\alpha_c < 0.45 \times f_{ck}$ per cls R_{ck} 40 $\rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$

Acciaio teso:

Combinazione rara $\alpha_s < 0.80 \times f_{yk}$ per acciaio B450 $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi :

Combinazioni di azioni:

- Frequente (indicata con FR);
- Quasi Permanente (indicata con QP)


Condizioni ambientali: o Ordinarie;

- Aggressive;
- Molto Aggressive.

Sensibilità delle armature alla corrosione: o Sensibili (acciai da precompresso);

- Poco sensibili (acciai ordinari).

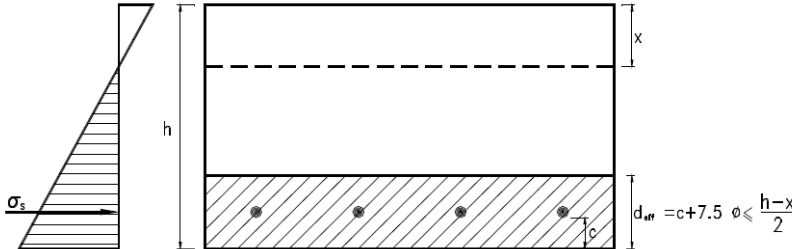
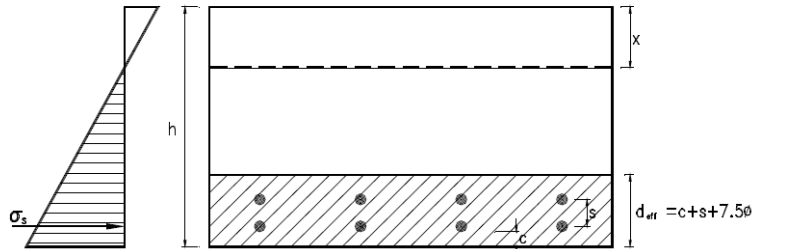
Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi perman.	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$


7.2.1 Valutazione della distanza media fra le fessure

Si definisce l'area efficace A_{eff} come l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. In base alle indicazioni riportate nella Circ. Min. LL.PP. n°252, si definisce l'altezza efficace con riferimento agli schemi di seguito riportati.

Caso 1: Lembo teso con un solo ordine di tondini d'armatura.	
Caso 2: Lembo teso con più livelli di tondini d'armatura.	

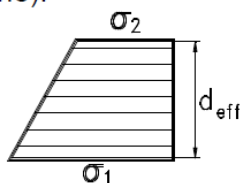
La distanza media tra le fessure, per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace, è data da:

$$\Delta_{sm} = 2 \cdot \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

dove:


- c = ricoprimento dell'armatura (copriferro netto);
 s = distanza tra le barre d'armatura; se $s > 14 \cdot \phi$ si adotterà $s = 14 \cdot \phi$;
 ϕ = diametro della barra;
 k_2 = coefficiente che caratterizza l'aderenza del cls alla barra, a cui si assegnano i seguenti valori:
 - 0.4 per barre ad aderenza migliorata;
 - 0.8 per barre lisce. k_3 = coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione, in base al seguente prospetto:
 - 0.125 (caso di diagramma triangolare di flessione e pressoflessione);
 - 0.250 (caso di trazione pura);
 - $0.25 \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2 \cdot \sigma_1}$ (caso di trazione eccentrica o in cui si consideri una sola parte della sezione):



- σ_1, σ_2 = trazione nel cls teso;
- $\rho_t = A_s / A_{ceff}$ = rapporto geometrico d'armatura (con A_s = area della sezione di acciaio posta nell'area A_{ceff}).

7.2.2 Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura

La deformazione media delle barre d'armatura ξ_{sm} è valutata secondo la seguente espressione che tiene conto del contributo del calcestruzzo teso che la circonda:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

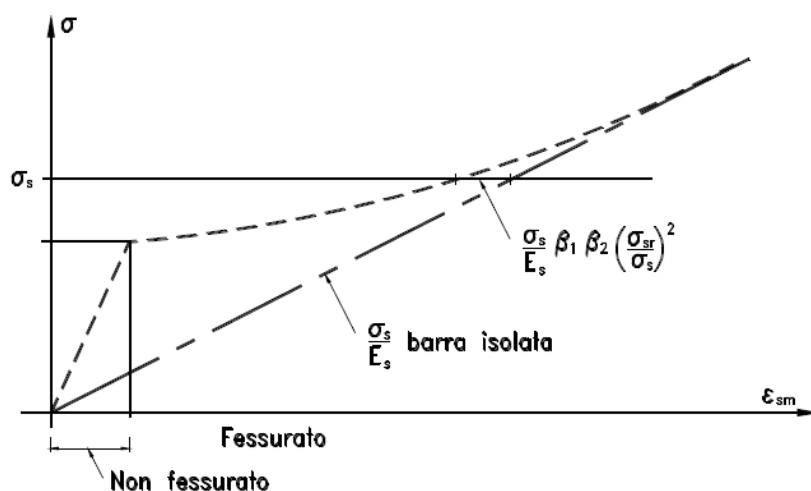
dove:

- σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
- σ_{sr} = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza media a trazione f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace.
- β_1 = coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio-cls, che assume i valori:
 - 1.0 (caso di barre ad aderenza migliorata);
 - 0.5 (caso di barre lisce).
- β_2 = coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione:
 - 1.0 (caso della prima applicazione di una forza di breve durata);
 - 0.5 (caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute).
- E_s = modulo elastico dell'acciaio delle barre di armatura.


In pratica si tratta di trovare i valori dell'azione assiale N e del momento flettente M (che stiano nello stesso rapporto delle sollecitazioni della combinazione di carico considerata) che portano il calcestruzzo

teso della sezione completamente reagente a lavorare al suo limite. Una volta valutati, si opera la verifica della sezione parzializzata e si ricava il valore dello sforzo nell'acciaio teso.

Nella figura seguente si propone il diagramma della deformazione ε_{sm} in funzione della tensione σ_s .



Andamento della deformazione ε_{sm} in funzione della tensione σ_s

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

7.2.3 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ξ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$W_m = \xi_{sm} * \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$W_d = 1.7 * W_m$$

7.2.4 Ampiezza delle fessure


Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	w_d
b	Aggressive (XC4)	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

7.3 Metodologia per il calcolo dei muri

Le verifiche dei muri sono condotte secondo il metodo degli Stati Limite, come prescritto dalle "Norme tecniche sulle costruzioni" del 17 gennaio 2018.

Si eseguono verifiche agli stati limite ultimi, con lo scopo di verificare la sicurezza delle opere, e agli stati limite di esercizio, necessarie per verificare che i cedimenti attesi siano compatibili con la funzionalità dei vari elementi e che i tassi di lavoro all'interno delle strutture garantiscano i livelli prestazionali richiesti per tutto il periodo di vita utile delle opere.

Sono effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- stabilità globale del complesso muro-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno; - ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza nelle strutture in c.a.

Per ogni stato limite considerato si accerta che sia soddisfatta la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed e Rd rappresentano rispettivamente le sollecitazioni e le resistenze di progetto.

In accordo con le NTC 2018 le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) delle opere in oggetto sono effettuate secondo l'Approccio 2, applicando le seguenti combinazioni di carico (dove il segno '+' in ossequio alla normativa ha il significato di 'combinato con'):

- Combinazione 1: A1 + M1 + R3


Per la verifica di stabilità globale si utilizza la combinazione combinazione 2 dell'approccio 1:

- Combinazione 2 (app.1): A2 + M2 + R2

I set di fattori di sicurezza parziali sulle azioni (A1, A2), sui parametri geotecnici (M1, M2) e sulle resistenze (R2, R3) sono riportati rispettivamente nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC 2018.

7.4 Verifiche geotecniche

7.4.1 Verifiche a ribaltamento

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Per la verifica a ribaltamento del muro si valutano il momento stabilizzante e quello ribaltante, controllando che il rapporto tra i due sia maggiore di $\gamma_R = 1.15$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{M_{STAB}}{M_{RIB}} = \frac{\sum \alpha_i \cdot N_i \cdot b_{i-orig(O)}}{\sum \beta_i \cdot V_i \cdot b_{i-vert}} \geq \gamma_R$$

dove:

- α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
- N_i = forza verticale;
- $b_{i-orig(O)}$ = braccio della forza verticale rispetto al centro di rotazione;
- β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ;
- V_i = forza orizzontale;
- b_{i-vert} = braccio della forza orizzontale rispetto al centro di rotazione.

7.4.2 Verifiche a scorrimento


Nelle verifiche a scivolamento si valutano i valori delle forze verticali (contributi resistenti) e delle forze orizzontali (forze di scorrimento) e si verifica che la seguente espressione risulti maggiore di $\gamma_R = 1.1$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{T_{RES}}{T_{SOLL}} = \frac{\mu \cdot \sum \alpha_i \cdot N_i}{\sum \beta_i \cdot V_i} \geq \gamma_R$$

dove:

- μ = coefficiente di attrito terreno/fondazione (posto pari alla tangente dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione);
- α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
- N_i = forza verticale;
- β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ; V_i = forza orizzontale.

7.4.3 Verifiche di capacità portante della fondazione

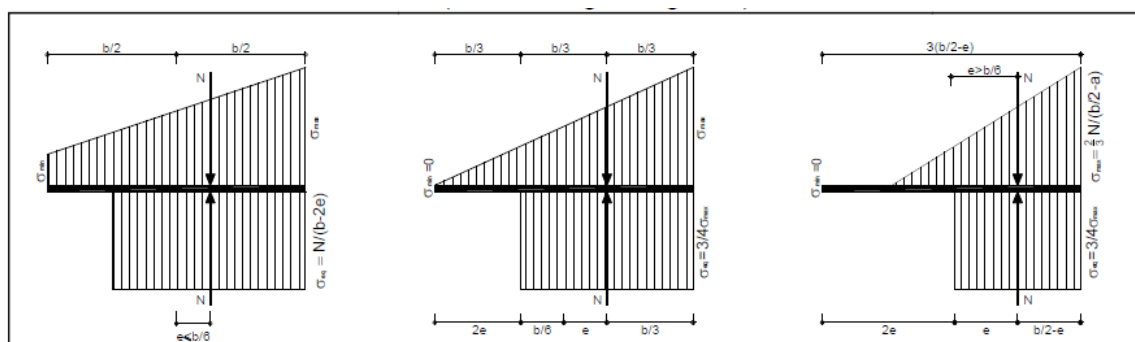
S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

La verifica di capacità portante della fondazione di un muro è verificata se il rapporto tra la pressione limite e la pressione equivalente sul terreno risulta maggiore di $\gamma_R = 1.4$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{q_{lim}}{\sigma_{Sd}} \geq \gamma_R$$


dove: σ_{Sd} = pressione equivalente sul terreno;
 q_{lim} = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen.

Il calcolo della pressione equivalente di contatto si rende necessario per poter confrontare gli sforzi sollecitanti nel terreno (non necessariamente uniformi) con la pressione limite ottenuta dalle formule di capacità portante (che è invece inevitabilmente uniforme). Il procedimento usualmente seguito nel progetto delle fondazioni, ampiamente documentato in letteratura, si basa sulla valutazione dell'eccentricità delle sollecitazioni cui consegue una ridistribuzione uniforme delle sollecitazioni stesse su una fondazione di dimensioni ridotte (si veda la Figura seguente).



Pressione di contatto equivalente in funzione dell'eccentricità dei carichi applicati alla fondazione


La capacità portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poiché la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si sono trascurati i corrispondenti fattori correttivi. Il carico limite è pertanto fornito dalla seguente espressione:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

dove: γ' = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);
 B = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);

c' = coesione del terreno di fondazione;
 q' = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
 N_{γ}, N_c, N_q = coefficienti di capacità portante;
 s_{γ}, s_c, s_q = coefficienti di forma;
 i_{γ}, i_c, i_q = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;
 d_c, d_q = coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Di seguito vengono riepilogate le espressioni utilizzate per determinare la larghezza equivalente della fondazione, l'entità sovraccarico e i valori dei diversi coefficienti.

- *Larghezza equivalente della fondazione:*

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

dove: B_R = larghezza reale della fondazione;
 M = momento risultante sulla fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

- *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

dove: γ_t = peso del terreno di ricoprimento;
 D = profondità del piano di posa della fondazione.

- *Coefficienti di capacità portante:*

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione.

- *Coefficienti di forma (per $B < L$):*

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$


$$s_q = s_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione, cautelativamente assunta pari a 5·B per tutti i muri (fondazione nastriforme).

- *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \text{sen}(\phi')]^2 \quad \text{per } D/B \leq 1$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi') \cdot [1 - \operatorname{sen}(\phi')]^2 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 D = profondità del piano di posa della fondazione;
 N_c = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza).


- *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^m \quad \text{con: } m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 c' = coesione del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;
 H = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;
 N_c = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);
 d_q = coefficiente dipendente dalla profondità del piano di posa (definito in precedenza).

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, utilizzate per condurre le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, sono state originate in ottemperanza con quanto prescritto dalla vigente normativa.

8.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati

dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:


-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

-SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2" in combinazione unica, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$


$$\text{GEO} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

Mentre ai fini delle verifiche degli stati limite d'esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente} = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente} = G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

9. ANALISI DEI CARICHI – TOMBINI CON SOVRACCARICHI STRADALI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.


Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi. I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi.

CDC	Tipo	Descrizione
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Gk	Strati superiori di terreno e strada
3	Qk	Sovraccarichi stradali
4	Gk	Peso dell' acqua sulla soletta di base
5	Gk	Spinta a riposo del terreno su piedritto sinistro
6	Gk	Stina attiva del terreno su piedritto destro
7	Qk	Carico frenata
8	Gk	Spinta attiva terreno su piedritto destro
9	Gk	Spinta a riposo terreno su piedritto destro
10	Qk	Spinta a riposo sul piedritto sinistro dovuta al sovraccarico stradale
11	Qk	Spinta attiva sul piedritto sinistro dovuta al sovraccarico stradale
12	Qk	Spinta attiva sul piedritto destro dovuta al sovraccarico stradale
13	Qk	Spinta a riposo sul piedritto destro dovuta al sovraccarico stradale
14	Qk	Spinta a riposo sul piedritto sinistro dovuta al carico tandem
15	Qk	Spinta a riposo sul piedritto destro dovuta al carico tandem
16	Qk	Spinta attiva sul piedritto sinistro dovuta al carico tandem
17	Qk	Spinta attiva sul piedritto destro dovuta al carico tandem
18	Qk	Effetti della temperatura
19	Qk	Effetti del ritiro

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente e vengono automaticamente elaborate dal programma di calcolo.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:


Carico stradale = 2200 kN/m³

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

Carico terreno = 1820 kN/m³

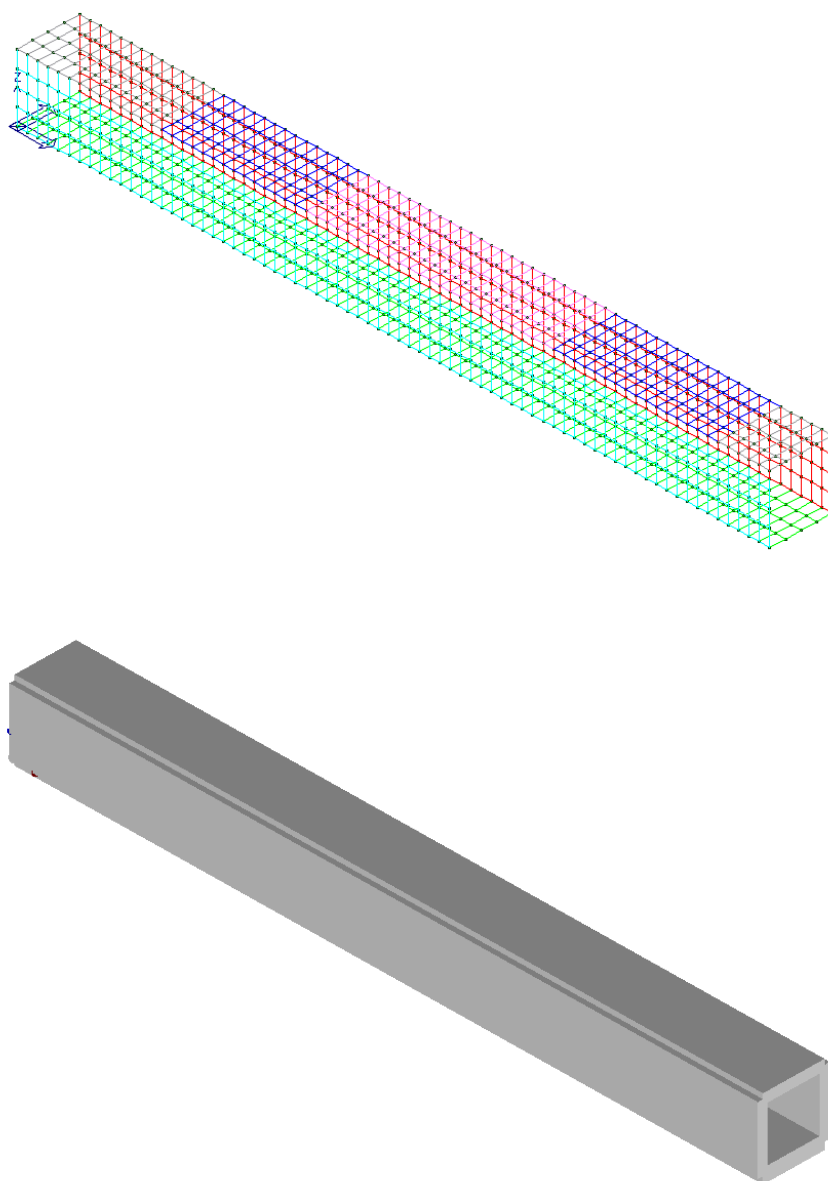
Sovraccarico soletta inferiore = 1000 kN/m³


In seguito verranno riportati i carichi e le condizioni di carico riferite a ciascun tipo di sezione utilizzata.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

9.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

A titolo di esempio viene riportata la metodologia di determinazione dei carichi per il tombino TM03, assunto come riferimento per la tipologia di tombini 3X3. Nel paragrafo successivo vengono riportati i valori calcolati delle azioni per ciascun tombino e l'involuppo dei carichi considerato per ciascuna tipologia.



S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

DIMENSIONI								
COMPLESSIVE			SOLETTA BASE		RITTI		SOLETTA SUPERIORE	
L [m]	B [m]	H [m]	b [m]	h [m]	b [m]	h [m]	b [m]	h [m]
40	3	3	3	0,4	0,4	3	3	0,4

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

SOLETTA BASE (4 ELEMENTI)	50x85 cm
RITTI (4 ELEMENTI)	50x80 cm
SOLETTA SUPERIORE (4 ELEMENTI)	50x85 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0.3
Carico terreno	1800	7.0
Sovraccarico soletta inferiore	1000	2.1

9.1.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore


Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.30 \times 2200 = 660$	KN/m ²
Peso Terreno	$7.00 \times 1800 = 12600$	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	$2.10 \times 1000 = 2100$	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
--------------	---------------------------	-------------------

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2-4, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nella condizione di carico CDC2 i carichi permanenti degli strati di terreni superiori il tombino e lo strato stradale, nella CDC 4 il peso dell' acqua gravante sulla soletta di base.

9.1.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \cdot \gamma \cdot t \cdot z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni


Tale condizione viene calcolata dall'elaboratore durante l'analisi dei calcoli, considerando le varie ipotesi ed elaborando un involucro tra le combinazioni di:

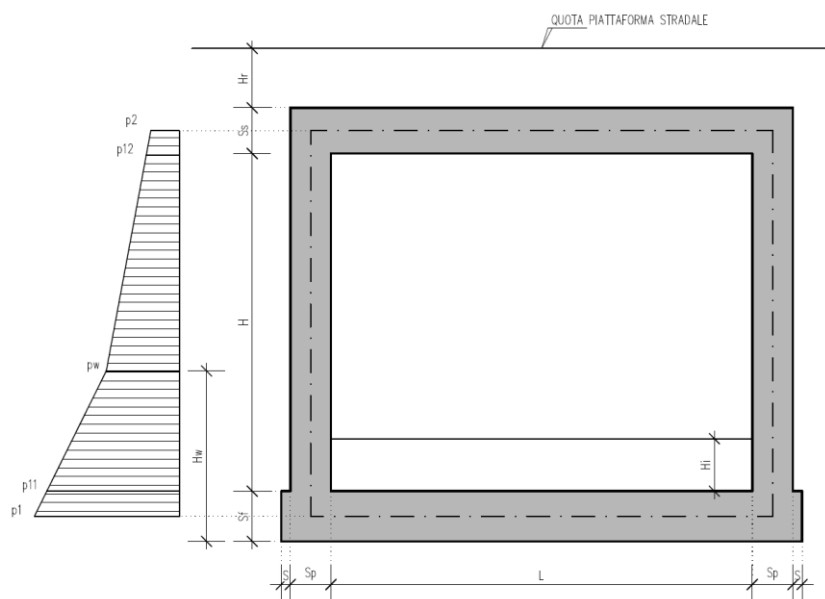
1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
2. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 2) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	



9.1.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.


In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti; i carichi concentrati sono pari a:

$Q1k = 300 \text{ kN}$ ad asse ($300 + 300 = 600 \text{ kN}$) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q2k = 200 \text{ kN}$ ad asse ($200 + 200 = 400 \text{ kN}$) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q3k = 100 \text{ kN}$ ad asse ($100 + 100 = 200 \text{ kN}$) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$ applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m²).

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

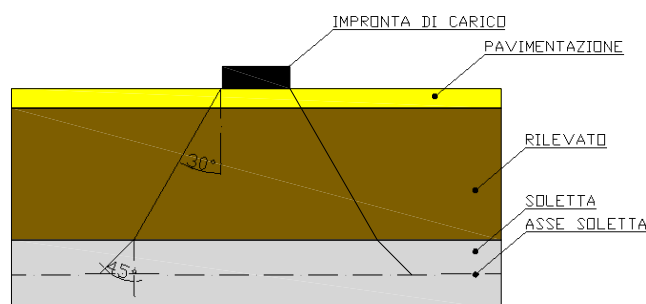
I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore.

Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale, in accordo con quanto riportato all'interno della circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP, e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9$ kN/m².

9.1.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:



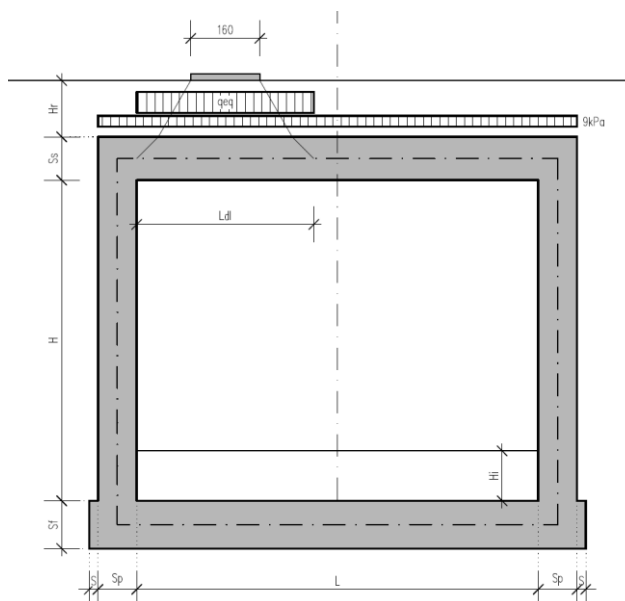
$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s/2]$$

Con H_r = quota sottoterra. Nel caso in esame risulta:

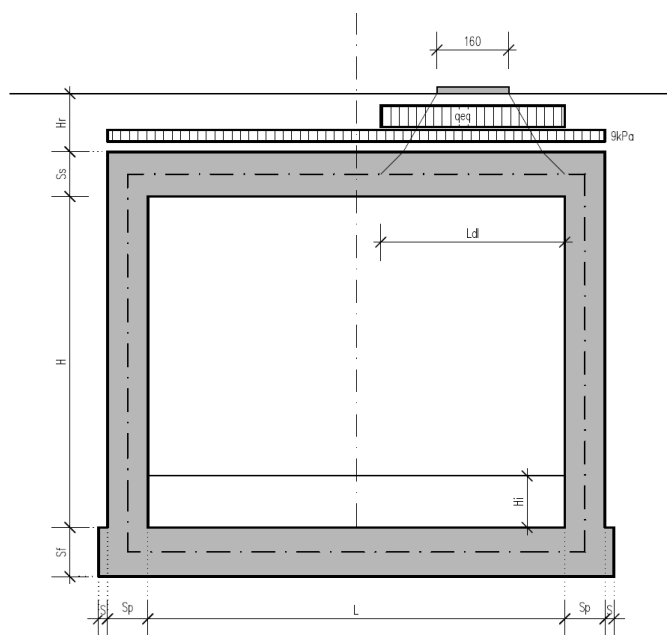
$$Ldl = 1.60 + 2 * (3.65 * \tan 30^\circ + 0.20) = 10.42 \text{ m}$$

9.1.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

In direzione trasversale alla strada detta Ldt la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

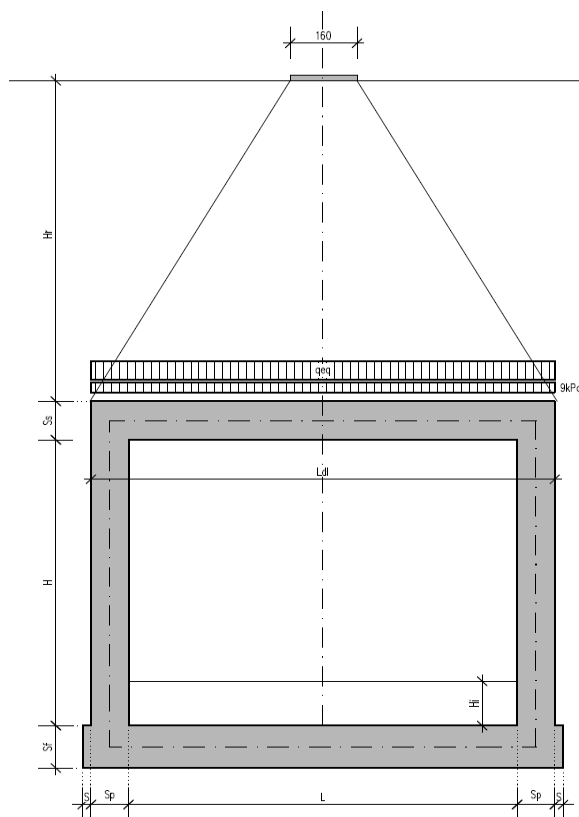


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO




SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO DESTRO (CDC16+19)

Si noti che se $Ldl > L + 2 \times Sp$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti), pertanto allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi suddetti, che vengono pertanto a coincidere tra loro.



9.1.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

9.1.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

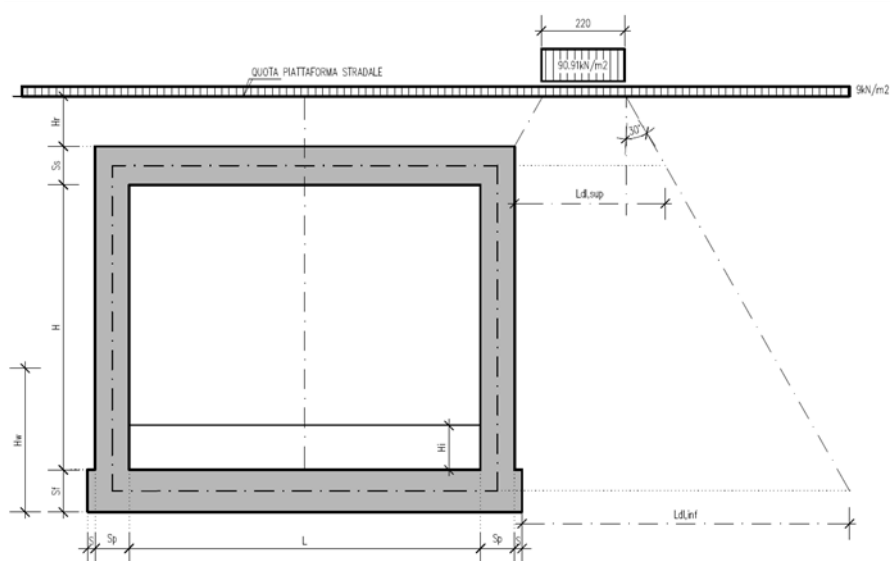
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600/(3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

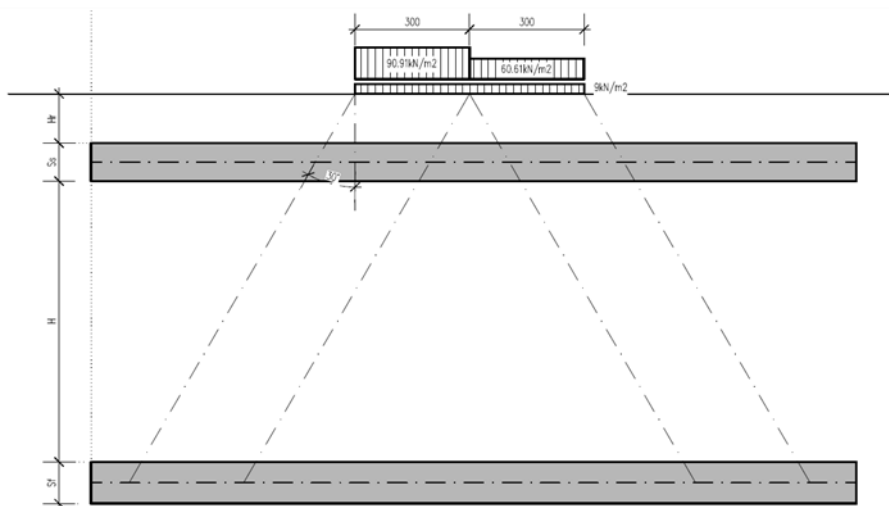
$$L_{dl, sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 6.61 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl, inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 8.57 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$

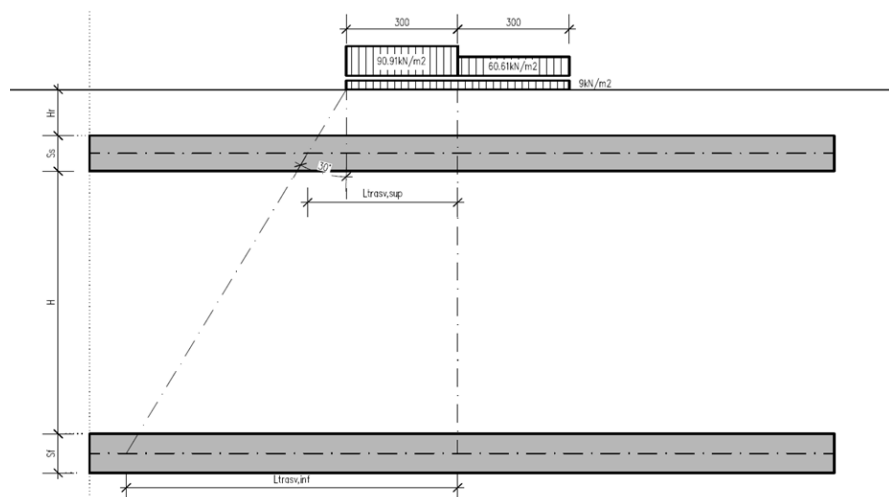


9.1.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito




SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

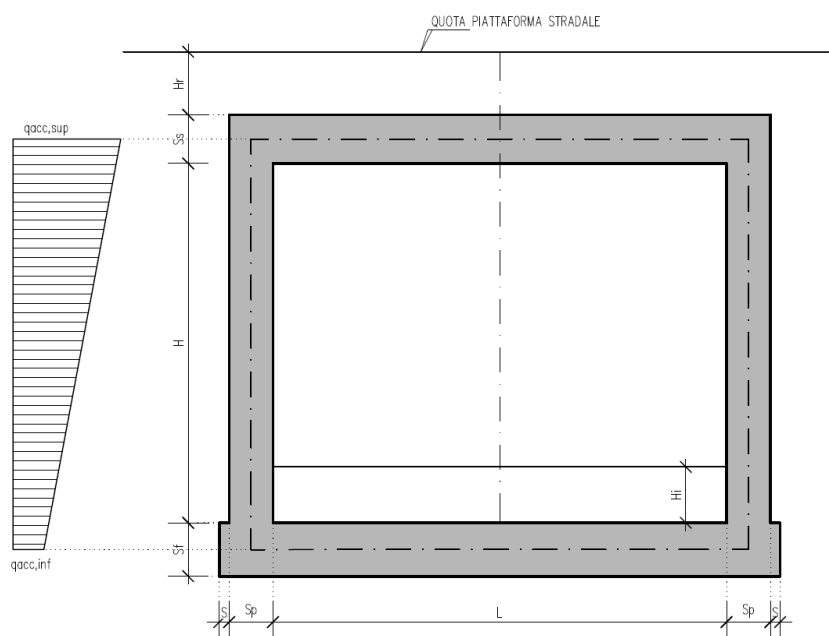
S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 7.41 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 9.37 \text{ m}$$

9.1.9 Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $q_{acc,sup2}$ e $q_{acc,sup1}$ come esemplificato nella immagine seguente (spinta a riposo).



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO


Il contributo dei carichi Tandem vale (spinta a riposo):

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 6.17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 3.76 \text{ kN/m}^2$$

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m² a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sul piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m² con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m² sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0.505 \times 9 = 4.541 \text{ kN/m (spinta a riposo, piedritto sinistro/destro)}$$

9.1.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applicano unicamente i carichi provenienti dalla quantità di flusso che passerà all'interno della sezione, considerando come quota massima la stessa indicata nel franco all'interno degli elaborati esecutivi.

9.1.11 Carico da frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:


$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

$$Fr = 367.56 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

$$q_f = 367.56 / 3.4 \cdot 10.42 = 10.37 \text{ kN/mq.}$$

9.1.12 Azione termica

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

9.1.13 Ritiro


Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$

dove:

e_{cs} è la deformazione totale per ritiro

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

ecd è la deformazione per ritiro da essiccamento

eca è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$ecd_{,\infty} = kh \cdot ec0$$

Può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h0:


fck	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in ‰)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00
20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella valori ϵ_{c0}

h0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $eca_{,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	Relazione di calcolo	

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

(con f_{ck} in N/mm²)

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si hanno i seguenti risultati:


coefficiente	$k_h = 0.70$
deformazione effettiva	$\varepsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$
ritiro da essiccamento	$\varepsilon_{cd,\infty} = -0.250 \text{ ‰}$
deformazione per ritiro autogeno	$\varepsilon_{ca,\infty} = -0.048 \text{ ‰}$
ritiro totale	$\varepsilon_{cs} = -0.398 \text{ ‰}$

si determina quindi la variazione termica equivalente:

coeff. espansione termica	$\alpha = 0.00001$
variazione termica $\Delta T = \varepsilon_{cs} / \alpha$	$\Delta T = -29.8 \text{ °C}$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi(t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà

variazione termica equivalente	$\Delta T_{eq} = -11.4 \text{ °C}$
--------------------------------	------------------------------------

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI IMBOCCO/SBOCCO

Nel seguente paragrafo verrà riportata la verifica per i muri di sostegno di imbocco/sbocco dei tombini maggiormente sollecitati. Si riportano le caratteristiche dei materiali e le scelte progettuali (diametro e passo delle armature), dunque le verifiche effettuate dal risolutore automatico con la loro descrizione secondo il riferimento normativo. Date le configurazioni geometriche riportate negli elaborati grafici di progetto si considera, in termini cautelativi, come sezione di verifica quella del paramento verticale di imbocco/sbocco, ipotizzato pieno (in assenza, dunque, del foro di ingresso/uscita del tombino) e sollecitato dalle spinte del rilevato per tutta la sua altezza. Le spinte del carico stradale non interessano tali muri in quanto la propagazione delle tensioni dovute ad esse negli strati di terreno non va a toccare le sagome dei muri. Definite le armature di progetto dei paramenti di imbocco viene applicata per i muri trasversali ad esso i quali risultano automaticamente verificati in quanto aventi medesimo spessore e armature e quote del terreno spingente via via minori. Ai fini del calcolo si è considerata una lunghezza del muro di sostegno di 1 m.

Si specificano le caratteristiche dell'opera:

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro $\gamma_m = 2500 \text{ kg/m}^3$

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica $R_{ck} = 300 \text{ Kg/cm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 156 \text{ Kg/cm}^2$

Caratteristiche armature

Tipo acciaio B 450 C
Resistenza di calcolo $f_{yd} = 3913 \text{ Kg/cm}^2$

Caratteristiche geotecniche dei terreni


Terreno a valle del muro

Peso specifico $\gamma_{tv} = 1800 \text{ kg/m}^3$
Angolo di attrito $\varphi_v = 29.70^\circ$
Angolo di attrito terra-muro $\delta_v = 24.33^\circ$
Coesione $c'_v = 16400 \text{ kg/m}^2$

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico $\gamma_{tf} = 1800 \text{ kg/m}^3$
Angolo di attrito $\varphi_f = 29.70^\circ$
Coesione $c'_f = 16400 \text{ kg/m}^2$

Terreno a monte del muro

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	1800 kg/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	29.70 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_m =$	24.33 °
Coesione	$c'_m =$	16400 kg/m ²


Nei paragrafi successivi vengono indicati i criteri di modellazione e verifica. La soluzione così determinata può essere applicata, previo adattamento geometrico e delle lunghezze delle armature, ad ogni configurazione di imbocco/sbocco del tombini.

9.1 Descrizione della normativa e del metodo di calcolo

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche (scorrimento, carico limite, ribaltamento e di resistenza) vengono effettuate secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3). Le verifiche per azioni sismiche vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici: l'analisi in condizioni sismiche viene eseguita utilizzando il metodo pseudo-statico.

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	SASSARI	
Vita nominale	$V_N =$	50 anni
Tipo di costruzione	tipo =	2
Classe d'uso	$Cl_U =$	IV
Coefficiente d'uso	$C_U =$	2.0
Periodo di riferimento	$V_R =$	100 anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} =$	10%
Periodo di ritorno	$T_R =$	949 anni
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$	0.0599 g
Lo spettro di risposta utilizzato è quello definito dalla normativa		
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$	0.0599 g

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Categoria di sottosuolo	suolo =	D
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S =$	1.80000
Categoria topografica	$C_T =$	T1
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1.00000
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima		
verifiche locali	$\beta_m^* =$	1.00000
verifica di stabilità globale	$\beta_s =$	0.20000
Coefficienti sismici per le verifiche locali		
orizzontale	$k_h =$	0.10782
verticale	$k_v =$	0.05391
Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale		
orizzontale	$k_h =$	0.02156
verticale	$k_v =$	0.01078

* Il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.


Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/ψ_{2i}
DA2 (A1)	1.30	1.00	1.50	0.80	1.50
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.30	0.80	1.30
SIS	1.00	-	1.00	-	0.60

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_ϕ	$\gamma_{c'}$	γ_γ
DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

Carichi permanenti strutturali G1 $\gamma_{G1} = 1.00$

Carichi permanenti non strutturali G2 $\gamma_{G2} = 1.00$

Carichi variabili Q $\psi_{Ei} = 0.60$


Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E^1
1	DA2	1.30	1.50	1.50	0.00
2	DA2	1.30	1.50	0.00	0.00
3	DA2	1.30	0.80	1.50	0.00
4	DA2	1.30	0.80	0.00	0.00
5	DA2	1.00	1.50	1.50	0.00
6	DA2	1.00	1.50	0.00	0.00
7	DA2	1.00	0.80	1.50	0.00
8	DA2	1.00	0.80	0.00	0.00
9	SIS	1.00	1.00	0.60	+1.00
10	SIS	1.00	1.00	0.60	-1.00

¹ Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

9.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

La teoria di Mononobe-Okabe fa uso del *metodo dell'equilibrio limite* e può essere considerata una estensione del metodo di Coulomb, in cui alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno vengono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

1. Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
2. Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
3. Superficie di rottura piana.
4. Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
5. La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
6. Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
7. Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
8. L'effetto delle accelerazioni k_h e k_v viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$P_{a/p} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a/p}$$

il coefficiente $K_{a/p}$ viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.


δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

9.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;


N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_γ, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_γ, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$\begin{aligned}
N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; \quad N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi \\
s_c &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \\
d_c &= 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1 \\
i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5; \\
i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 45^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta > 0) \\
g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot \text{tg} \beta)^5; \quad g_\gamma = g_q \\
b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)} \\
\text{dove: } k &= \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)
\end{aligned}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;


η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;


H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	Relazione di calcolo	

10. ALLEGATI

10.1 Verifiche Strutturali Tipologia 3x3 TM03

11.1.1. INTRODUZIONE

Si riportano le caratteristiche dei materiali e le scelte progettuali (diametro e passo delle armature), dunque le verifiche effettuate dal risolutore automatico con la loro descrizione secondo il riferimento normativo.

11.1.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000


11.1.3. ARMATURE DI PROGETTO

Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	Φ20 passo 10 cm	Φ20 passo 10 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ20 passo 10 cm	Φ20 passo 10 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ20 passo 15 cm	Φ20 passo 15 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ20 passo 15 cm	Φ20 passo 15 cm

11.1.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

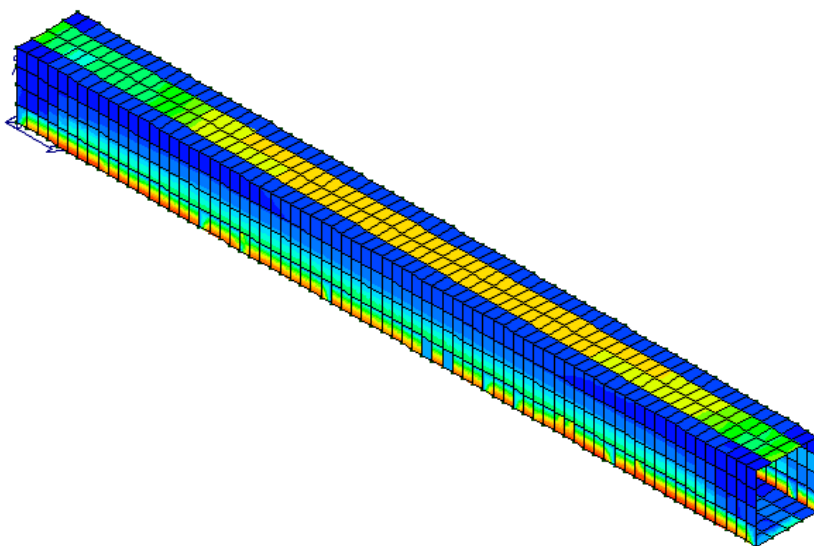
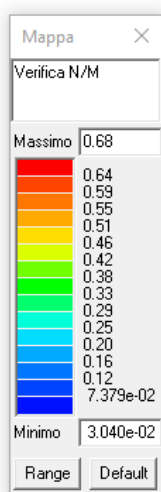
Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)

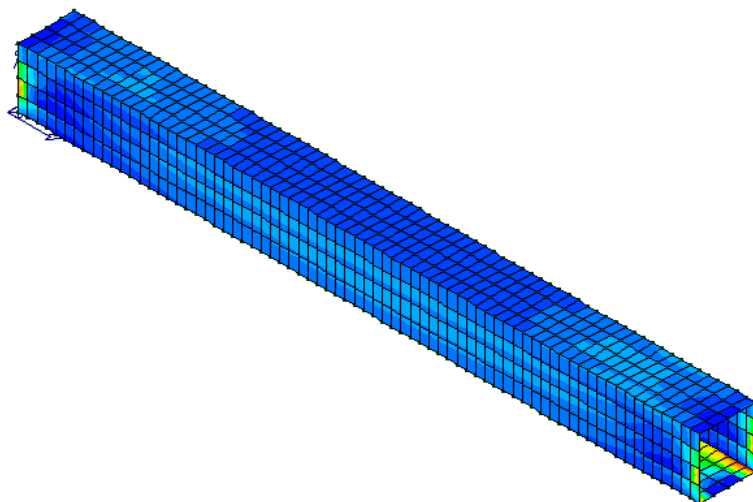
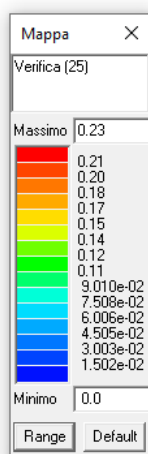
S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

- Verifica a taglio nella direzione principale e secondaria
- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa
- Verifica fessurativa (SLE) per le combinazioni rara, frequente, quasi permanente
- Tensioni nel calcestruzzo in fase di esercizio (SLE)

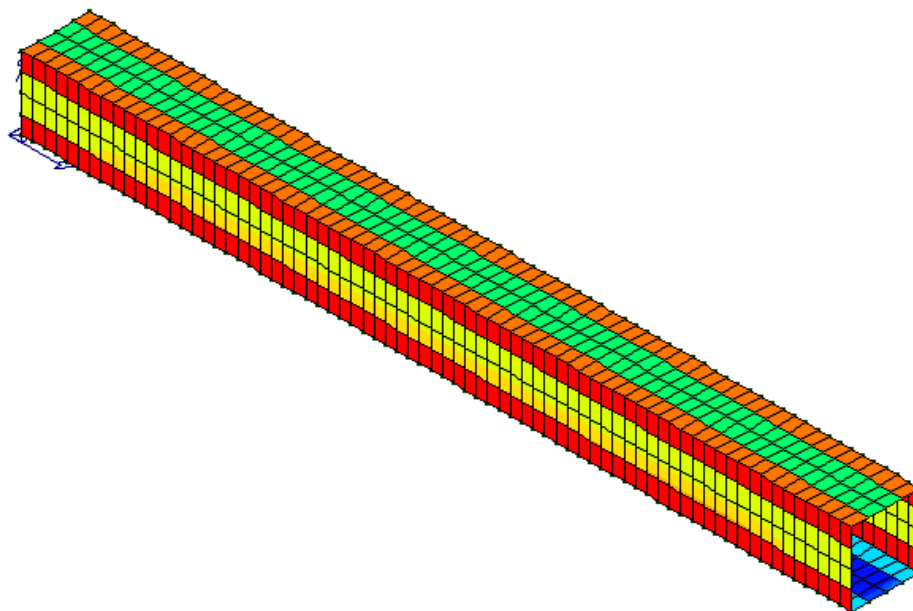
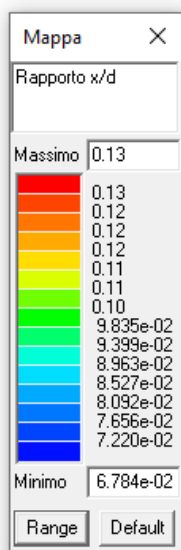
11.1.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



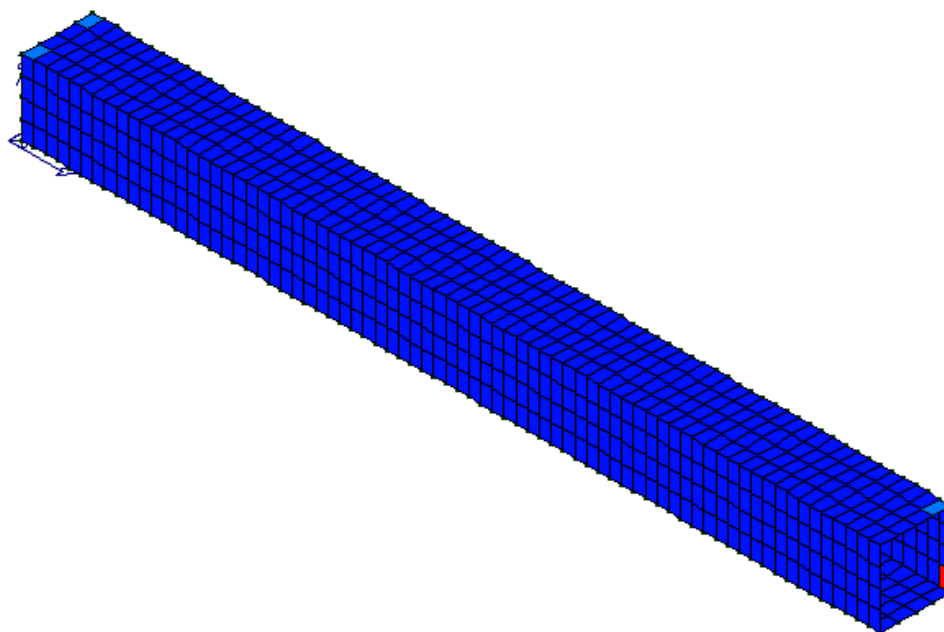
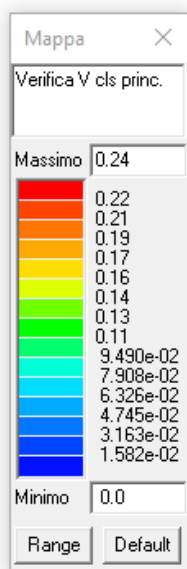
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione




Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}

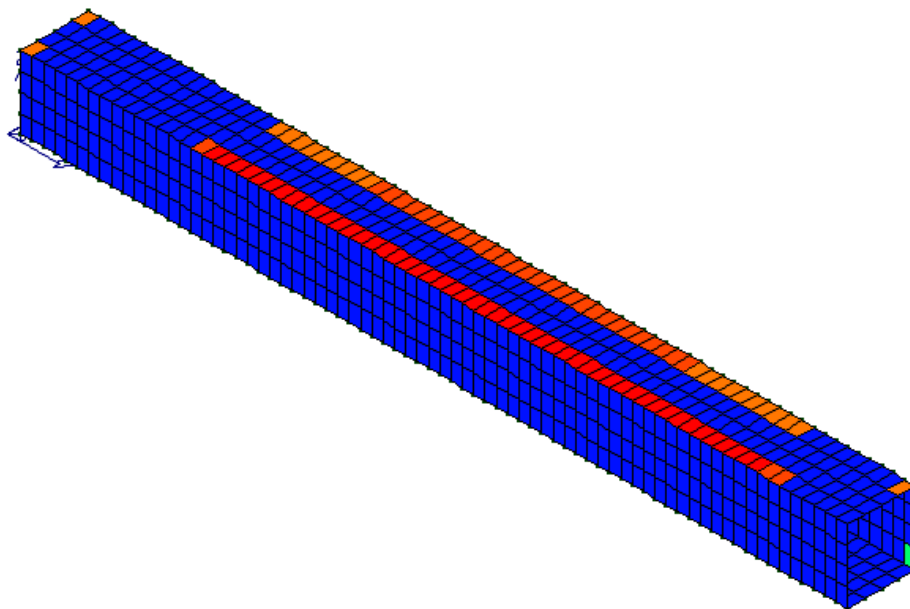
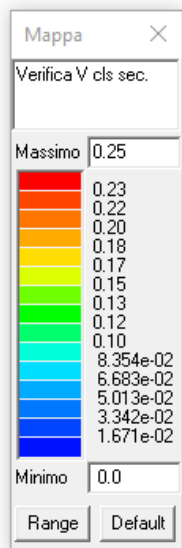


Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)



Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	



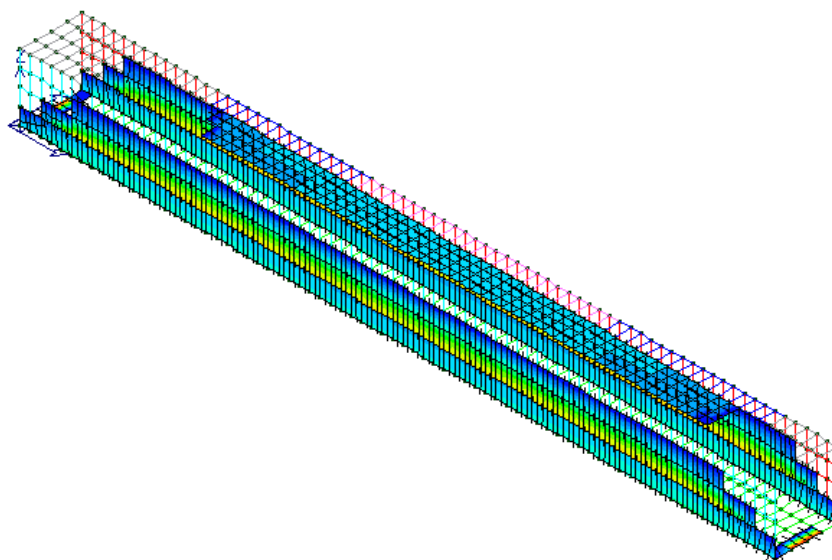
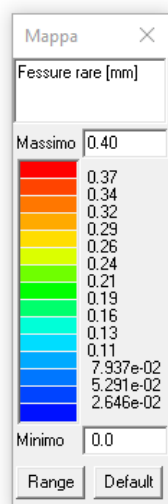
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.1.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

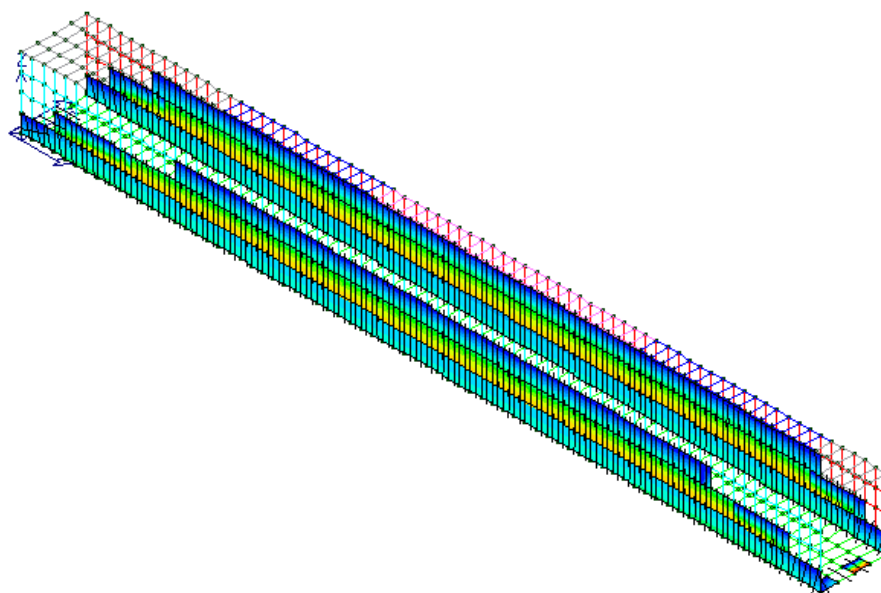
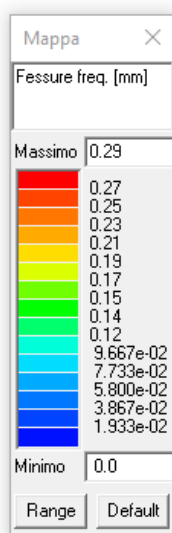
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attive (a destra) – caso più gravoso.

CA349

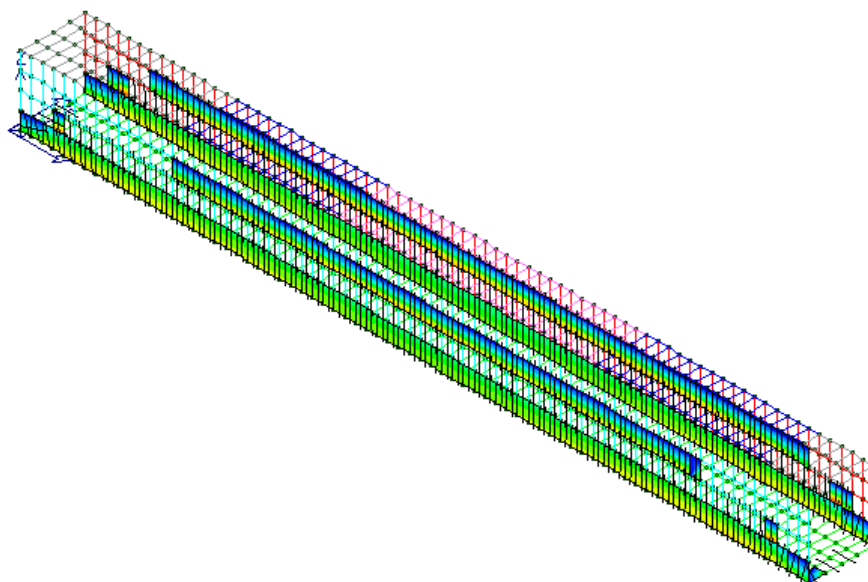
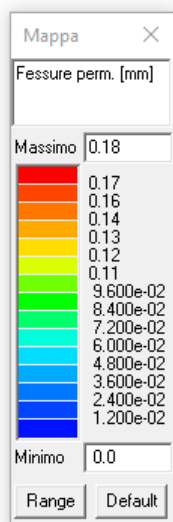
Relazione di calcolo



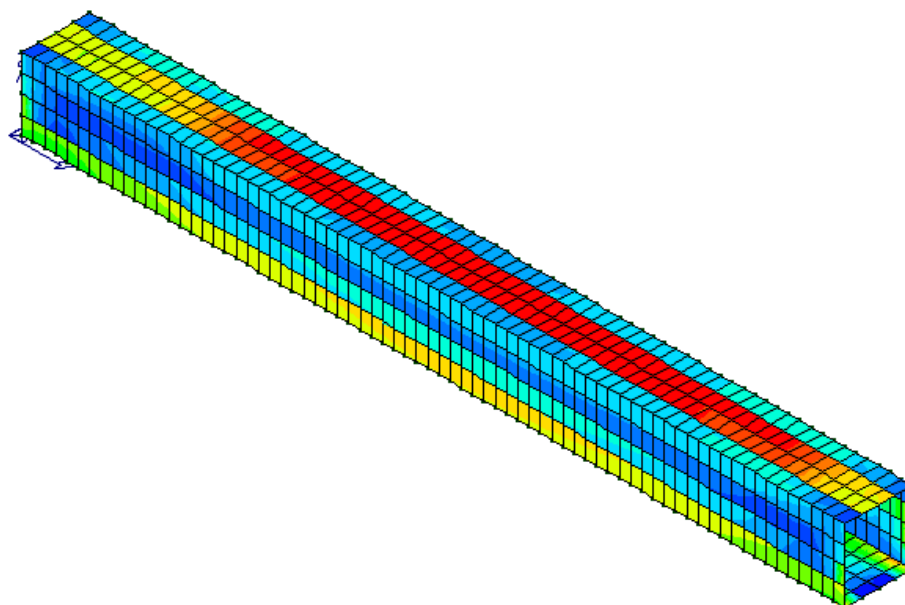
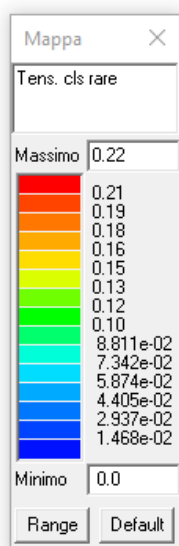
Fessure in mm (verificato se <0.4 mm) (SLE - rare)



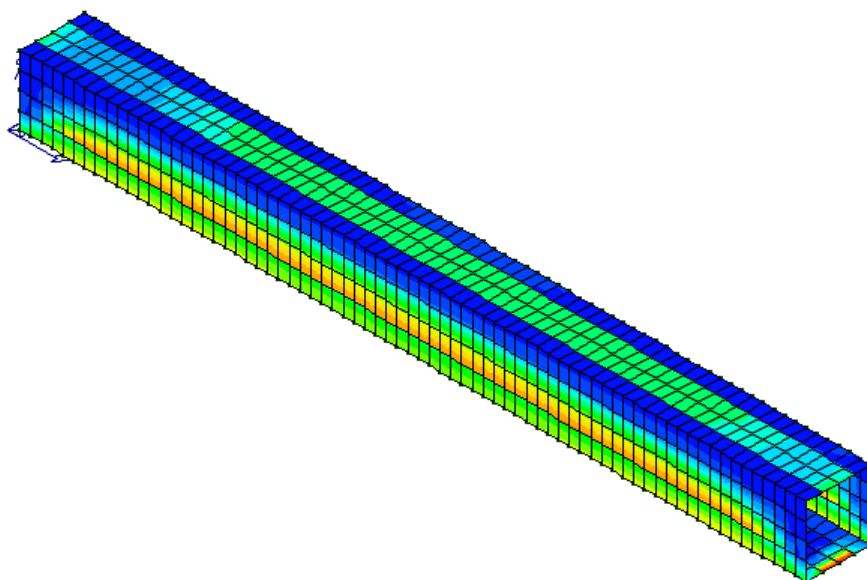
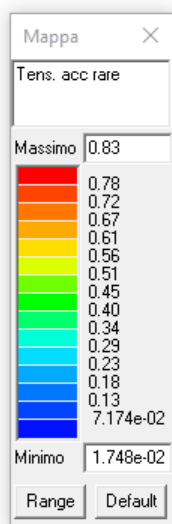
Fessure in mm (verificato se <0.3 mm) (SLE - frequenti)



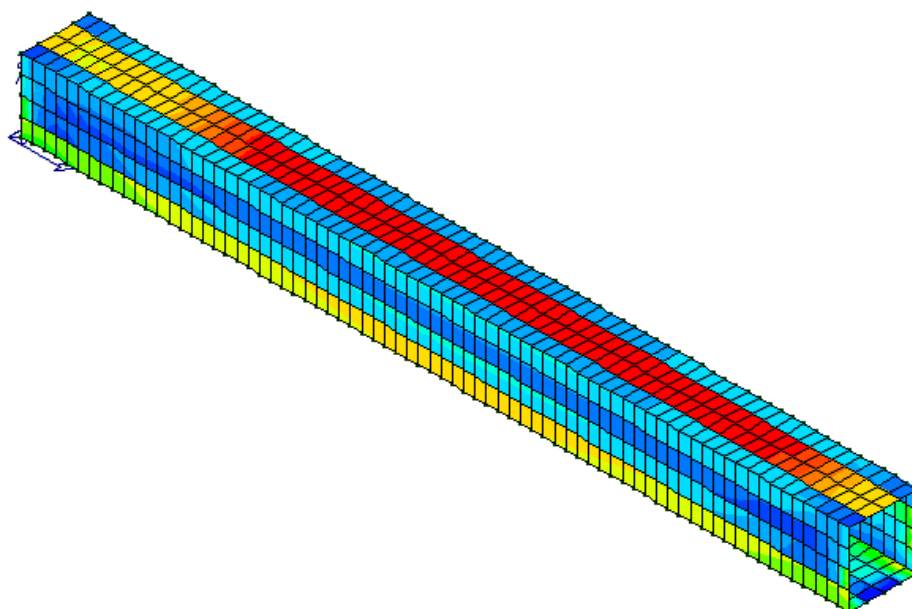
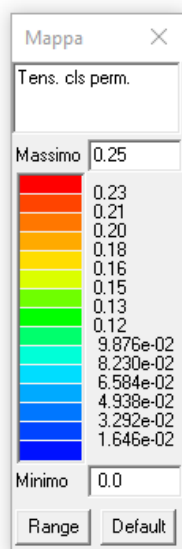
Fessure in mm (verificato se <0.2 mm) (SLE – quasi permanenti)




Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - rare)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE – rare accidentali)




Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - permanenti)

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

11.1.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle prededentemente indicate per la fase di verifica.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

10.2 Verifiche Geotecniche

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche geotecniche sul sistema di interazione terreno-fondazione. In particolare vengono riportati i dati di analisi e verifica per le due condizioni caratteristiche: la prima è rappresentata dal tombino B_TP_01 nella configurazione dei carichi involuppo per la tipologia 2x2A – 2x2B in quanto si è visto presentare i carichi maggiori con una minore larghezza di base di fondazione la quale comporta inevitabilmente l'incremento delle tensioni di contatto con il terreno; la seconda è rappresentata dal tombino SV_TS_01_ARST in quanto è rappresentate (unico) della tipologia di tombini soggetta a sovraccarichi ferroviari. Le sue fattezze geometriche inoltre sono tali da comportare, a differenza degli altri tombini, un comportamento maggiormente ad elemento tozzo e pertanto la sua valutazione in ambito geotecnico non può essere assimilata a quella degli altri tombini.

11.5.1. TOMBINO CON SOVRACCARICHI STRADALI – TM03

Si riportano i dati geometrici e le indicazioni della stratigrafia del terreno considerato. In via sintetica si riportano solo le verifiche della combinazione più gravosa per la portanza e i cedimenti.

DATI GEOMETRICI DELL'IMPRONTA DI CALCOLO

Forma dell'impronta di calcolo nel modello numerico: rettangolare


Lato minore B dell'impronta: 3 m

Lato maggiore L dell'impronta: 40 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 120 mq

Lato minore B effettivo: 3 m

Larghezza sottofondazione: 3.4 m

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

STRATIGRAFIA

Numero strati: 3

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	AttritoNeg.
1	da 0,0 a -100,0 cm	100,0 cm	006 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente
2	da -100,0 a -200,0 cm	100,0 cm	006 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente
3	da -200,0 a -1200,0 cm	1000,0 cm	007 / Roccia	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **006 / Ghiaia e sabbia compatta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,900 E-3	2,100 E-3	34,000	0,000	219,047	300,000	60,0	0,306	1,00

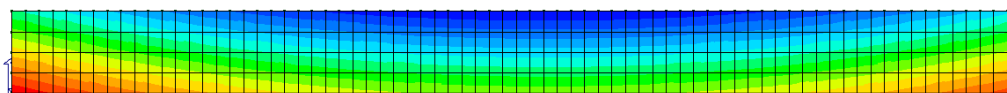
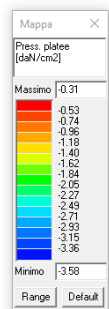
Indice / Descrizione terreno: **007 / Roccia**

Comportamento del terreno: litoide (roccia)

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Poisson	RQD	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2,000 E-3	2,000 E-3	30,000	0,000	14,608	0,490	100,0	0,00

CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONE SUPERFICIALE

Si riportano graficamente le tensioni in fondazione nel caso della combinazione di carico più gravosa (SLU – spinta passiva su piedritto di sinistra e spinta attiva su piedritto di destra).



Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU GEO**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1900 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.6697 + 1.8347 + 0.0000

Qmax / Qlim = 3.5807 / 2.5044 = **1.43 N.V.** (Cmb. n. 002)


TB / TBlm = 521570.8 / 1327868.0 = 0,393 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLim = 0.0 / 1322854.0 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU GEO	No	0.000	-55.420	0.0	0.0	-3298122.0	-1.3360	-2.6988
002	SLU GEO	No	25.620	-55.419	521570.8	0.0	-3298122.0	-0.0357	-3.5807

Considerando la base effettiva del contatto terreno-struttura dovuta alla presenza di magrone di sottofondazione si una una larghezza di scarico di 3+0.4 = 3.4 m (20 cm da ambio i lati):

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

$Q_{max} / Q_{lim} = (3.5807 / 2.5044) / (3.4 / 2.5) = 0.74$

Il coefficiente di sicurezza risulta **1.19**

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1


Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
008	SLE rare	No	24.691	-53.410	401208.3	0.0	-2632479.0	-0.0603	-3.9924

Cedimento massimo = -1.538 cm in Cmb n. 008

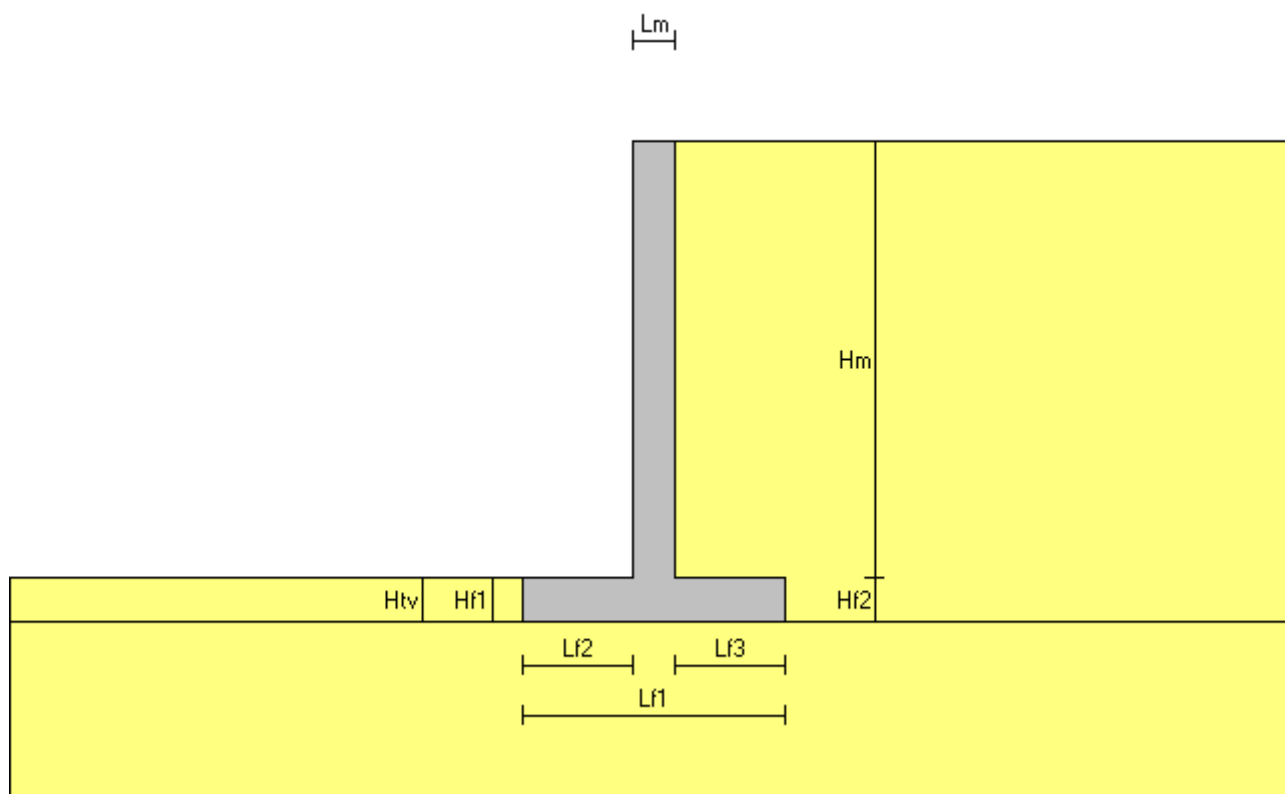
Cedimento minimo = -0.063 cm in Cmb n. 008

Il cedimento risulta accettabile.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

10.5 Verifiche dei muri di imbocco/sbocco maggiormente sollecitati

10.5.1 Verifiche muro di imbocco/sbocco per tipologia tombino 3x3



Sezione di verifica


Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	4.000 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.400 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.400 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Estensione	$E_f =$	6.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	2.400 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	1.000 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.400 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	1.000 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.400 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.400 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Angolo di inclinazione terrapieno $\alpha = 0.00^\circ$

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro $\gamma_m = 2500 \text{ kg/m}^3$

Caratteristiche calcestruzzo

Classe di resistenza C20/25

Resistenza caratteristica $R_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 118 \text{ Kg/cm}^2$

Caratteristiche armature

Tipo acciaio B 450 C

Resistenza di calcolo $f_{yd} = 3913 \text{ Kg/cm}^2$

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico $\gamma_{tv} = 1850 \text{ kg/m}^3$

Angolo di attrito $\varphi_v = 36.50^\circ$

Angolo di attrito terra-muro $\delta_v = 24.33^\circ$

Coesione $c'_v = 0 \text{ kg/m}^2$

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico $\gamma_{tf} = 1850 \text{ kg/m}^3$

Angolo di attrito $\varphi_f = 36.50^\circ$

Coesione $c'_f = 0 \text{ kg/m}^2$

Terreno a monte del muro

Peso specifico $\gamma_{tm} = 2100 \text{ kg/m}^3$

Angolo di attrito $\varphi_m = 31.00^\circ$

Angolo di attrito terra-muro $\delta_m = 20.67^\circ$

Coesione $c'_m = 0 \text{ kg/m}^2$

Carichi applicati

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente strutturale

Uniforme a valle del muro $G1_{uv} = 0 \text{ kg/m}^2$

Uniforme a monte del muro $G1_{um} = 0 \text{ kg/m}^2$

Nastriforme a monte del muro $G1_{nm} = 0 \text{ kg/m}^2$

Distanza nastriforme dal paramento interno $d_{G1n} = 0.000 \text{ m}$

Larghezza del nastro $l_{G1n} = 0.000 \text{ m}$

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a valle del muro $G2_{uv} = 0 \text{ kg/m}^2$

Uniforme a monte del muro $G2_{um} = 0 \text{ kg/m}^2$

Nastriforme a monte del muro $G2_{nm} = 0 \text{ kg/m}^2$

Distanza nastriforme dal paramento interno $d_{G2n} = 0.000 \text{ m}$

Larghezza del nastro $l_{G2n} = 0.000 \text{ m}$


Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a valle del muro $Q_{uv} = 0 \text{ kg/m}^2$

Uniforme a monte del muro $Q_{um} = 0 \text{ kg/m}^2$

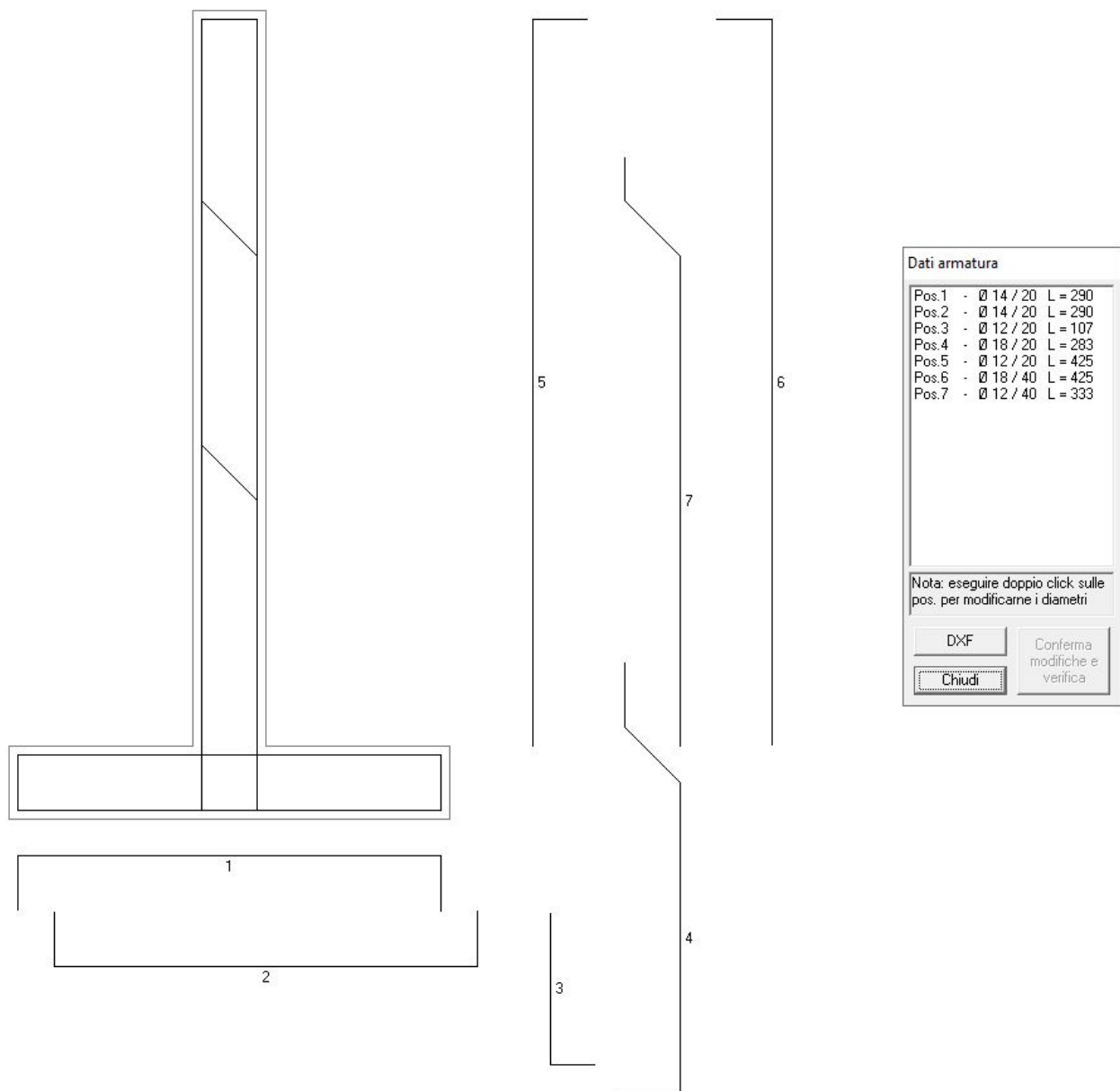
Nastriforme a monte del muro $Q_{nm} = 0 \text{ kg/m}^2$

Distanza nastriforme dal paramento interno $d_{Qn} = 0.000 \text{ m}$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	


Larghezza del nastro

$l_{qn} =$ 0.000 m



VERIFICHE STRUTTURALI

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze. Verifiche riportate per un metro di profondità.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
2.667	100.0	40.0	(1 Ø 18 / 40 cm) 6.36	(1 Ø 12 / 20 cm) 5.65

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
1405	1099	621.541

Rapporto $x/d = 0.13225$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.04762$
Verifica (25) $N_d/N_u = 0.00405$

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
1.333	100.0	40.0	[(1 Ø 18 + 1 Ø 12) / 40 cm] 9.19	(1 Ø 12 / 20 cm) 5.65

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
2810	3504	3783.913

Rapporto $x/d = 0.15458$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.28231$
Verifica (25) $N_d/N_u = 0.00785$

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.000	100.0	40.0	(1 Ø 18 / 20 cm) 12.72	(1 Ø 12 / 20 cm) 5.65

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
4216	7215	11433.737

Rapporto $x/d = 0.18136$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.67102$
Verifica (25) $N_d/N_u = 0.01134$

Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)

Caratteristiche


L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
1.200	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Compressione terreno estremo di valle	$\sigma_v =$	16202 kg/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	7586 kg/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	1.200 m		
Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg•m]	
Forza di compressione terreno	-14273	0.672	-9597.799	
Peso della mensola	1000	0.700	700.000	
Inerzia verticale (terreno e cls)	54	0.700	37.737	
Sforzo di taglio [kg]	13219	Momento flettente [kg•m]	8860.063	

Rapporto $x/d = 0.14342$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.88665$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²] (1 Ø 14 / 20 cm)	A_f' [cm ²] (1 Ø 14 / 20 cm)
1.200	100.0	40.0	7.70	7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Compressione terreno estremo di monte	$\sigma_m =$	0 kg/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	7586 kg/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	1.057 m		
Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg•m]	
Forza di compressione terreno	-4008	0.352	-1411.699	
Peso della mensola	1000	0.700	700.000	
Peso del terreno	8400	0.700	5880.000	
Inerzia verticale (terreno e cls)	507	0.700	354.728	
Sforzo di taglio [kg]	-5899			
Momento flettente [kg•m]	-5523.029			
Rapporto x/d = 0.14342				
Verifica N/M	$S_d/S_u = 0.55270$			

VERIFICHE GEOTECNICHE

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)		
Spinta attiva	$K_{AS} =$	0.2860
Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)		
Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto		
Spinta attiva	$K_{AD} =$	0.3638
Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso		
Spinta attiva	$K_{AD} =$	0.3548

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro


Altezza di calcolo													$H_t =$	4.400 m
Le spinte sono espresse in <u>chilogrammi</u> e le coordinate in <u>metri</u> .														
CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	Y_S	X_S	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	Y_D	X_D	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	Y_T	X_T		
1	7071	2668	1.467	1.400	-	-	-	-	7071	2668	1.467	1.400		
2	5439	2052	1.467	1.400	-	-	-	-	5439	2052	1.467	1.400		
3	5439	2052	1.467	1.400	1674	631	2.200	1.400	7113	2683	1.639	1.400		
4	5439	2052	1.467	1.400	1107	418	2.200	1.400	6546	2470	1.591	1.400		

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$	componente orizzontale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
$S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$	componente verticale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
Y_S , Y_D , Y_T	ordinata del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
X_S , X_D , X_T	ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)	

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{I,X} =$	1596 kg
--	-------------	---------

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_I =$	2.043 m
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{I,Y} =$	± 798 kg
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_I =$	1.597 m

Verifica a ribaltamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg·m]
Peso del muro (P_M)	6400	1.200	7680.001
Peso del terreno a monte (P_{TM})	8400	1.900	15960.000
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-798	1.597	-1274.432
Momento stabilizzante (M_{STAB})			22365.568

Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-6546	1.591	-10413.359
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	2470	1.400	3457.624
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-1596	2.043	-3260.477
Momento ribaltante (M_{RIB})			-10216.211

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 2.18922$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco delle variabili (VAR), le forze applicate (F [kg]), i relativi bracci (B [m]) e i momenti risultanti (M [kg·m]).

	CMB 1			CMB 2			CMB 3		
VAR	F	B	M	F	B	M	F	B	M
P_M	8320	1.200	9984.001	6400	1.200	7680.001	6400	1.200	7680.001
P_{TM}	10920	1.900	20747.999	8400	1.900	15960.000	8400	1.900	15960.000
$F_{I,Y}$	-	-	-	-	-	-	798	1.597	1274.432
M_{STAB}			30732.000			23640.001			24914.434
$S_{T,X}$	-7071	1.467	-10370.214	-5439	1.467	-7977.088	-7113	1.639	-11659.294
$S_{T,Y}$	2668	1.400	3734.539	2052	1.400	2872.722	2683	1.400	3756.750
$F_{I,X}$	-	-	-	-	-	-	-1596	2.043	-3260.477
M_{RIB}			-6635.675			-5104.366			-11163.021
C_{RIB}	4.02724			4.02724			2.23187		

Verifica a schiacciamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.


Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kg]
Peso del muro (P_M)	6400
Peso del terreno a monte (P_{TM})	8400
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	0
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-798
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	2470
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	16472

Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) 12149.357 kg·m

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 0.738 m

Eccentricità del carico ($e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$) 0.462 m

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

(Il punto di applicazione del carico è **esterno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v)	14888 kg/m ²
Compressione all'estremo di monte (σ_m)	0 kg/m ²
Ampiezza della zona compressa (B_{comp})	2.213 m
Compressione limite (σ_L)	22084 kg/m ²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 1.23612$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico, fornendo l'elenco delle variabili (VAR) e il relativo valore (CMB i). Con la sigla Pos_N si indica la posizione del carico totale ortogonale al piano di fondazione rispetto alla fondazione stessa: i.t.m. significa interno al terzo medio, e.t.m. significa esterno al terzo medio ed e.f. significa esterno alla fondazione.

VAR	CMB 1	CMB 2	CMB 3
P _M [kg]	8320	6400	6400
P _{TM} [kg]	10920	8400	8400
F _{I,X} [kg]	-	-	0
F _{I,Y} [kg]	-	-	798
S _{T,X} [kg]	0	0	0
S _{T,Y} [kg]	2668	2052	2683
N_{TOT} [kg]	21908	16852	18281
M _{TOT} [kg•m]	24096.325	18535.635	13751.413
d _N [m]	1.100	1.100	0.752
e _N [m]	0.100	0.100	0.448
Pos _N	i.t.m.	i.t.m.	e.t.m.
σ_v [kg/m ²]	11412	8779	16202
σ_m [kg/m ²]	6844	5265	0
B _{comp} [m]	2.400	2.400	2.257
σ_L [kg/m ²]	56677	56677	24223
C_{SCH}	3.54737	4.61158	1.24589

Verifica a scorrimento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\phi = 0.73996$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Descrizione carico	Forza ortogonale [kg]	Forza tangenziale [kg]
Peso del muro (P _M)	6400	0
Peso del terreno a monte (P _{TM})	8400	0
Componente orizzontale forza d'inerzia (F _{I,X})	0	1596
Componente verticale forza d'inerzia (F _{I,Y})	-798	0
Componente orizzontale spinta totale terreno (S _{T,X})	0	6546
Componente verticale spinta totale terreno (S _{T,Y})	2470	0
Carico totale (Σ_\perp, Σ_\parallel)	16472	8142


Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{SCO} = (\Sigma_\perp \cdot f_t / R) / \Sigma_\parallel = 1.49699$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco dei carichi (CAR) e le componenti ortogonali (F_⊥ [kg]) e tangenziali (F_∥ [kg]) al piano di scorrimento.

	CMB 1		CMB 2		CMB 3	
CAR	F _⊥	F _∥	F _⊥	F _∥	F _⊥	F _∥
P _M	8320	0	6400	0	6400	0

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

P _{TM}	10920	0	8400	0	8400	0
F _{I,X}	-	-	-	-	0	1596
F _{I,Y}	-	-	-	-	798	0
S _{T,X}	0	7071	0	5439	0	7113
S _{T,Y}	2668	0	2052	0	2683	0
Σ	21908	7071	16852	5439	18281	8708
C_{sco}	2.08427		2.08427		1.55338	