



CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'

Servizio Infrastrutture e Mobilità
Ufficio Lavori Pubblici



CC 07/25_MIT2

OGGETTO:

SP dell'Ufficio Viabilità Ponente - Realizzazione di cordoli ed opere di sostegno della sede stradale e di opere di protezione della sede viaria, interventi per migliorare il sistema di disciplinamento e smaltimento delle acque inadeguato alle nuove condizioni climatiche, interventi di sostituzione delle protezioni marginali vetuste e non più pienamente efficienti con nuove barriere adeguate alla normativa vigente.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE SUI MATERIALI E SUI DISPOSITIVI DI
RITENUTA

REDATTO DA: Ing. Elisa Canevari 	PROGETTISTI: Ing. Elisa Canevari 	ALLEGATO 6	
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE (in caso di professionista esterno)	IL RESPONSABILE D'UFFICIO: Ing. Francesca Villa 	TAVOLA N°	
	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Marco Ravera	SCALA	
		DATA 09 DIC. 2025	
CONTROLLATO	DATA 09 DIC. 2025	AGGIORNATO	DATA
APPROVATO	DATA 09 DIC. 2025	AGGIORNATO	DATA

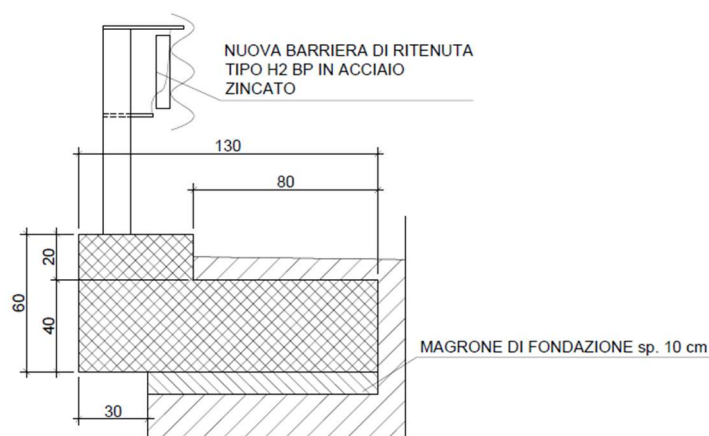
RELAZIONE DI CALCOLO

Indice

1. Relazione illustrativa	3
2. Normativa di riferimento	4
2.1. Verifica delle opere.....	4
2.1.1. Verifica a scorrimento	4
2.1.2. Verifica al carico limite	5
2.1.3. Verifica a ribaltamento	5
2.1.4. Verifica alla stabilità globale	6
2.1.5. Spinta del terreno	6
3. Relazione illustrativa sui materiali.....	9
4. Terreno e stratigrafia.....	10
4.1. km 3+900, 4+400, 5+200.....	10
5. CARICHI.....	10
5.1. Analisi dei carichi	10
5.1.1. Carichi permanenti.....	10
5.1.2. Carichi variabili	11
5.1.3. Azione sismica.....	12
5.1.4. Spinta del terreno	12
5.2. Combinazioni di carico	12
5.2.1 Combinazioni di carico.	12
5.3. Risultati verifiche geotecniche.....	14
5.3.1 Risultati verifiche geotecniche	14
5.4. Verifiche strutturali sezioni in c.a.	17
6. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018.....	22
ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI	23
1. Calcestruzzo armato.....	23
1.1. Componenti del calcestruzzo e loro modalità di posa.....	23
1.2. Durabilità: classe di esposizione e copriferro	24
1.3. Acciaio per cemento armato	25
2. Valori di calcolo	26
ALLEGATO 2 – VERIFICA ANCORAGGIO	27

1. Relazione illustrativa

La presente relazione di calcolo riguarda gli interventi di manutenzione straordinaria sulla SP 13 di Creto ai km 3+900, 4+400, 5+200 relativi al miglioramento delle condizioni di sicurezza dell'utenza stradale attraverso la realizzazione di cordoli in c.a. e relativa installazione di barriera di sicurezza H2 BP. Si riporta lo schema tipo:



Le misure sono espresse in cm. Le barriere si intendono inghisate ai cordoli. Lo sbalzo del cordolo è variabile e dettato dal tracciamento stradale. Le verifiche sono state condotte sullo sbalzo massimo previsto, 30 cm.

Per la progettazione di queste opere sono state seguite le seguenti fasi:

- Calcolo dei parametri sismici
- Calcolo della spinta del terreno
- Calcolo del carico limite del terreno di fondazione
- Calcolo delle azioni agenti sulla struttura
- Analisi delle diverse combinazioni di calcolo
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della sezione in c.a.

2. Normativa di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Legge nr. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 9 Gennaio 1996: Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche:
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

2.1. Verifica delle opere

Si riportano di seguito le verifiche eseguite sulle opere a progetto, eseguite in accordo con le normative sopra riportate.

2.1.1. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il cordolo deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del cordolo. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

2.1.2. Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal cordolo sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione
γ	peso di volume del terreno in fondazione
B	larghezza della fondazione
D	profondità del piano di posa
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa
N	fattori di capacità portante
d	fattori di profondità del piano di posa
i	fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

2.1.3. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare la struttura (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il cordolo (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un

determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso della struttura (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il cordolo che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

2.1.4. Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso struttura+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del cordolo. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del cordolo. Il numero di strisce è pari a 25.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

2.1.5. Spinta del terreno

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti

i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

3. Relazione illustrativa sui materiali

Per la realizzazione dell'opera in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo con quanto indicato nelle NTC2018.

Calcestruzzo armato

Si prevede l'impiego di calcestruzzo C25/30, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Classe di esposizione XC2 UNI EN 206-1 e classe di consistenza S4.

Acciaio in barre

Per le armature si prevede l'impiego di un acciaio in barre del tipo B450C, come definito nelle NTC2018, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

4. Terreno e stratigrafia

Si riportano di seguito le valutazioni effettuate.

4.1. km 3+900, 4+400, 5+200

Sulla base delle risultanze della relazione geologica è stata impiegata la seguente stratigrafia:



Modello del cordolo tipo A – la sezione a sbalzo è stata modellata riducendo le forze alla sezione dello sbalzo

Sono stati posti in input i parametri di seguito riportati.

Rilevato stradale:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

5. CARICHI

Si riportano di seguito le valutazioni e i calcoli effettuati.

5.1. Analisi dei carichi

Si riportano di seguito i carichi considerati nella progettazione della struttura.

5.1.1. Carichi permanenti

Si riportano di seguito i carichi di progetto inseriti in input:

Carichi permanenti strutturali (G1)

Peso proprio della struttura (G1) (ρ cls: 25 kN/mc):

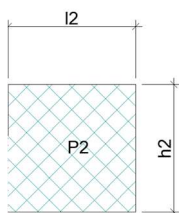
computato da software di calcolo

Spinta del terreno:

computata dal software di calcolo

$$l_2 = 0,30 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,60 \text{ m}$$



È stato posto in input il peso e il momento corrispondente della porzione a sbalzo:

$$P_{sbalzo} = P_2 = \rho l_2 h_2 = 25 \cdot 0,30 \cdot 0,60 = 4,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{sbalzo} = P_2 b_2 = 4,50 \cdot 0,15 = 0,7 \text{ kNm/m}$$

Carichi permanenti portati compiutamente definiti (G2):

Barriera: 0,35 kN/m

È stato considerato inoltre il momento dovuto alla presenza della barriera sullo sbalzo:

$$P_{barr} = 0,35 \text{ kN/m}$$

$$M_{barr} = P_{barr} b_{barr} = 0,35 \cdot 0,15 = 0,05 \text{ kNm/m}$$

5.1.2. Carichi variabili

Sono state prese in considerazione due condizioni di carico:

Condizione 1- Carico uniformemente distribuito

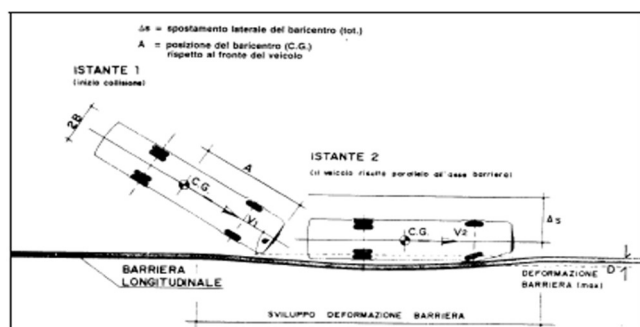
Si considera un carico distribuito uniformemente sul terreno a tergo del cordolo/muro, in assenza di urto:

$$q_1 = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

Condizione 2 – Urto

Si considera l'azione derivante dall'urto di un mezzo di massa pari a 30 ton che impatta sulla barriera di protezione alla velocità di 35 km/h, con un angolo di incidenza pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile; la forza dell'urto è valutabile secondo la formula sotto riportata:

$$F = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{M \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b \cdot (\cos \alpha - 1) + s]}$$



Modello di funzionamento del binomio veicolo-barriera durante l'urto

Da cui:

$$F = 155,66 \text{ kN}$$

Si considera che tale azione sia posta ad un'altezza pari a 0,50 m da piano viario e che agisca sul sistema rigido cordolo+barriera per uno sviluppo di 13 m, pertanto per ogni metro lineare di struttura si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{urto} = 11,97 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 5,98 \text{ kNm/m}$$

In questa condizione di carico si considera la presenza di un carico derivante dallo schema di carico 2 (un asse pari a 400 kN), ipotizzata distribuita per una lunghezza pari a 12 m, posto una distanza di 0,30 m dalla testa del cordolo, quindi nella porzione a sbalzo:

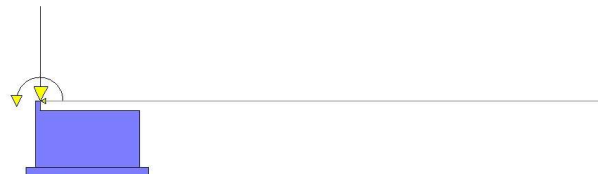
$$F_{sc} = \frac{400}{13} = 31 \text{ kN/m}$$

Le azioni sopra riportate sono state poste in input nella modellazione considerando la presenza dello sbalzo:

azione orizzontale: $H_{urto} = F_{urto} = 11,97 \text{ kN/m}$

azione verticale: $V_{urto} = F_{SC} = 31 \text{ kN/m}$

momento flettente: $M_{urto_{tot}} = M_{urto} = 5,98 = 6 \text{ kNm/m}$



Infine si pone in evidenza che l'azione dell'urto è studiata come azione eccezionale.

5.1.3. Azione sismica

Si riportano di seguito i parametri sismici impiegati:

Comune	Genova
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Latitudine	44.407062
Longitudine	8.933989
Indice punti di interpolazione	16918 - 16696 - 16695 - 16917
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		0.668	0.293
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.068	0.030
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.536	2.527
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.288	0.207
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	3.729	1.864
Ultimo - Ribaltamento	0.570	5.593	2.797
Esercizio	0.470	2.022	1.011

Nel calcolo non è stato portato in conto il sisma verticale

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico.**

5.1.4. Spinta del terreno

Si rimanda ai paragrafi precedenti.

5.2. Combinazioni di carico

In accordo con quanto indicato dalla NTC2018 sono state studiate le combinazioni di carico di seguito riportate.

5.2.1 Combinazioni di carico.

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - EQU (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

5.3. Risultati verifiche geotecniche

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche geotecniche.

5.3.1 Risultati verifiche geotecniche*Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati*

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		5.076		6.079			
2 - STR (A1-M1-R3)	H	4.067		7.912			
3 - STR (A1-M1-R3)		1.830		2.149			
4 - STR (A1-M1-R3)		5.535		5.754			
5 - STR (A1-M1-R3)		5.179		6.044			
6 - STR (A1-M1-R3)		5.432		5.788			

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
7 - STR (A1-M1-R3)		2.007		2.249			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.870		2.183			
9 - STR (A1-M1-R3)		1.968		2.223			
10 - GEO (A2-M2-R2)					1.150		
11 - GEO (A2-M2-R2)	H				1.484		
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.304		
13 - EQU (A1-M1-R3)			15.931				
14 - EQU (A1-M1-R3)	H		9.912				
15 - EQU (A1-M1-R3)			2.435				
16 - ECC		2.027	3.132	2.244	1.479		

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	25.31	0.00	0.00	--	--	25.31	4.99	5.076
2 - STR (A1-M1-R3) H	15.74	0.00	0.00	--	--	15.74	3.87	4.067
3 - STR (A1-M1-R3)	23.70	0.00	0.00	--	--	23.70	12.95	1.830
4 - STR (A1-M1-R3)	27.60	0.00	0.00	--	--	27.60	4.99	5.535
5 - STR (A1-M1-R3)	25.82	0.00	0.00	--	--	25.82	4.99	5.179
6 - STR (A1-M1-R3)	27.09	0.00	0.00	--	--	27.09	4.99	5.432
7 - STR (A1-M1-R3)	25.99	0.00	0.00	--	--	25.99	12.95	2.007
8 - STR (A1-M1-R3)	24.21	0.00	0.00	--	--	24.21	12.95	1.870
9 - STR (A1-M1-R3)	25.47	0.00	0.00	--	--	25.47	12.95	1.968
16 - ECC	29.07	0.00	0.00	--	--	29.07	14.34	2.027

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	58.69	356.77	254.83	6.079
2 - STR (A1-M1-R3) H	36.49	288.69	240.58	7.912
3 - STR (A1-M1-R3)	54.95	118.10	84.35	2.149
4 - STR (A1-M1-R3)	64.00	368.26	263.04	5.754
5 - STR (A1-M1-R3)	59.88	361.89	258.49	6.044
6 - STR (A1-M1-R3)	62.81	363.56	259.68	5.788
7 - STR (A1-M1-R3)	60.25	135.54	96.82	2.249
8 - STR (A1-M1-R3)	56.14	122.55	87.54	2.183
9 - STR (A1-M1-R3)	59.07	131.30	93.79	2.223
16 - ECC	67.40	151.21	108.01	2.244

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_y N_y$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]
Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).	

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	46.124 33.296 37.152	0.895 0.895 0.742	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.851	1.000
2	46.124 33.296 37.152	0.870 0.870 0.684	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.747	1.000
3	46.124 33.296 37.152	0.727 0.727 0.386	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.542	1.000
4	46.124 33.296 37.152	0.903 0.903 0.762	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.856	1.000
5	46.124 33.296 37.152	0.897 0.897 0.746	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.858	1.000
6	46.124 33.296 37.152	0.902 0.902 0.757	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.849	1.000
7	46.124 33.296 37.152	0.749 0.749 0.427	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.562	1.000
8	46.124 33.296 37.152	0.732 0.732 0.396	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.548	1.000
9	46.124 33.296 37.152	0.744 0.744 0.418	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.555	1.000
16	46.124 33.296 37.152	0.751 0.751 0.431	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.620	1.000

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
2	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
3	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
4	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
5	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
6	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
7	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
8	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
9	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
16	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
13 - EQU (A1-M1-R3)	38.90	2.44	15.931
14 - EQU (A1-M1-R3) H	22.75	2.29	9.912
15 - EQU (A1-M1-R3)	35.14	14.43	2.435
16 - ECC	45.82	14.63	3.132

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R Raggio, espresso in [m]
FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
10 - GEO (A2-M2-R2)	-2.00; 3.00	4.76	1.150
11 - GEO (A2-M2-R2) H	-2.00; 3.00	4.76	1.484
12 - GEO (A2-M2-R2)	-3.00; 4.00	6.17	1.304
16 - ECC	-1.50; 1.50	3.35	1.479

5.4. Verifiche strutturali sezioni in c.a.

Verifica a flessione

Di seguito si riportano le verifiche eseguite alla base della barriera di sicurezza, considerando la condizione eccezionale che causa la sollecitazione massima.

Si ha quindi alla base della barriera un momento pari a:

$$M_{Ed} = M_{urto} = 11 \text{ kNm}$$

Si riporta pertanto le verifica della sezione 100x50 cm armata con 4+4 Ø14:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	5
2	6.16	45

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 110.8 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 40.49 ‰
 d 45 cm
 x 3.58 x/d 0.07956
 δ 0.7

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

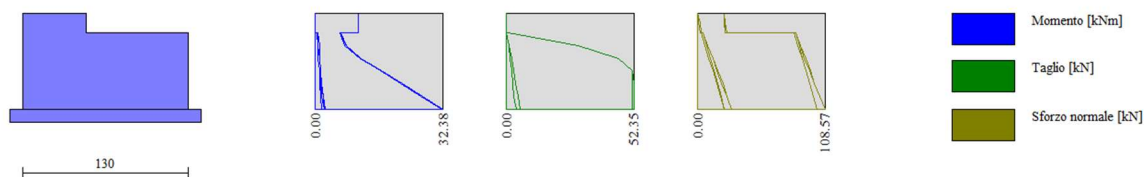
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

Calcolo momento resistente.

Il momento agente risulta inferiore al momento resistente, per cui la sezione è verificata.

Verifica a taglio



Inviluppo sollecitazioni

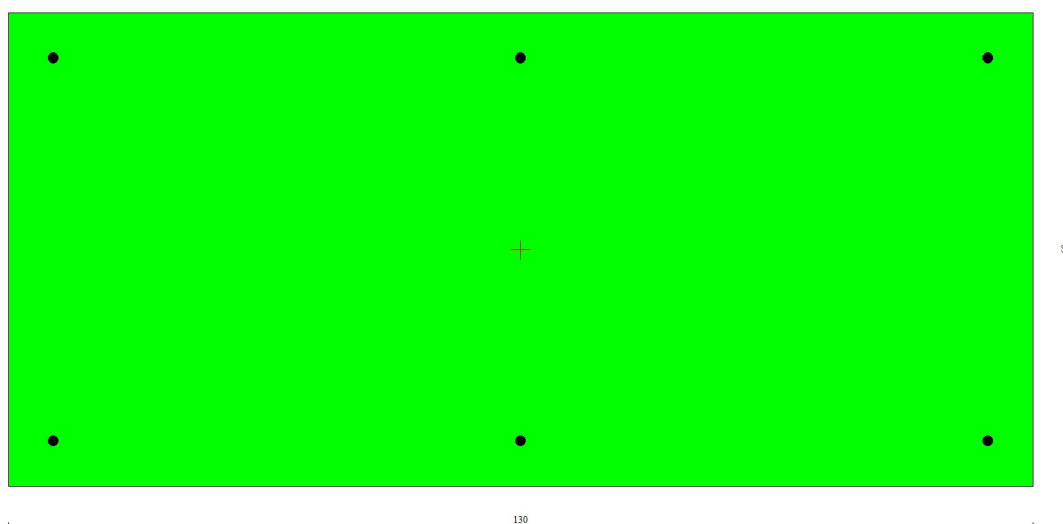
La sezione è quindi verificata come sezione di dimensioni 40x130 cm soggetta alle seguenti azioni:

Momento torcente: $M_T = 32 \text{ kNm}$

Taglio orizzontale: $V_x = 52 \text{ kN}$

Taglio verticale: $V_y = 109 \text{ kN}$

Si riporta la verifica della sezione eseguita con l'ausilio del software SAX, così modellata, a favore di sicurezza:



Sezione:	130x40 cm
Ferri longitudinali:	6Φ14
Staffe a taglio:	Φ14/50
Staffe a torsione:	Φ14/50
Totale staffe:	Φ14/25

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

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

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

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{(\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{ctg} \alpha)}{(1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

- f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$);

- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$TRd \geq TEd$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$TRcd = 2 A t f'_{cd} \frac{ctg \theta}{1 + ctg^2 \theta}$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico.

Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$TRsd = 2 A \frac{A_s}{s} f_{yd} ctg \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$TRld = 2 A \frac{\sum A_l}{u_m} f_{yd} / ctg \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- $\sum A_l$ area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq ctg \theta \leq 2,5$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$TRd = \min (TRcd, TRsd, TRld)$$

Risultati taglio

Simbologia adottata

N°	indice della combinazione
Dir	Direzione di azione del taglio
V_{Rd}	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]
V_{Rcd}	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]
V_{Rsd}	resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]

nb Numero bracci staffe

Diametro e passo staffe, riportate nell'ultima colonna, sono i più cautelativi ottenuti dalla verifica a taglio nelle due direzioni.

N°	Dir	T	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}	nb	Diametro e passo staffe
1	X	46,5700	--	2381,0625	271,0648	2	φ14,00 - 50,00 [cm]
1	Y	64,2500	--	2269,9462	119,2685	2	φ14,00 - 50,00 [cm]

Inviluppo verifiche a taglio

Simbologia adottata

Dir.	Direzione di verifica
Ved	Taglio agente espresso in [kN]
VRd	Taglio resistente espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza
Comb.	Combinazione critica

Dir.	Ved	VRd	FS	Comb.
X	46,57	271,06	5.821	1
Y	64,25	119,27	1.856	1

Risultati momento torcente

Si ha:

$$t = 20,53 \text{ cm}$$

$$A = 4321,33 \text{ cm}^2$$

$$u_m = 297,89 \text{ cm}$$

Da cui:

$$T_{Rcd} = 625,79 \text{ kNm}$$

$$T_{Rsd} = 104,07 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 104,80 \text{ kNm}$$

Quindi:

$$T_{Rd} = 104,07 \text{ kNm}$$

La sezione è pertanto verificata.

6. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	15.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Licenza	AIU5927W1

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

ALLEGATI:

Allegato 1 – Relazione sui materiali

ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI

1. Calcestruzzo armato

Tutti i materiali da adoperare dovranno essere di ottima qualità e dovranno essere messi in opera con ogni cura.

Le **strutture in fondazione** si considerano in classe di esposizione XC2; per il calcestruzzo impiegato nei getti si prescrive un diametro massimo dell'inerte pari a 32 mm, e una classe di consistenza S4.

Controllo di accettazione (D.M. 17/01/2018 § 11.2.5 Tab. 11.2.I): tipo A

Tab. 11.2.I

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3)	$R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 s$ (N° prelievi ≥ 15)
Ove: R_{cm28} = resistenza media dei prelievi (N/mm ²); $R_{c,min}$ = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm ²); s = scarto quadratico medio	

1.1. Componenti del calcestruzzo e loro modalità di posa

Dovranno essere usati:

LEGANTI, AGGREGATI ED INERTI

Leganti per il calcestruzzo: devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità e rispondenti alla norma armonizzata UNI EN 197, purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n. 595.

Aggregati per il calcestruzzo: rispondenti alle prescrizioni di cui alla UNI EN 12620 e per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Inerti naturali o di frantumazione: costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose o argillose, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature metalliche;

Ghiaia o pietrisco: di dimensioni massime commisurate alle caratteristiche della carpenteria, del getto ed all'ingombro delle armature metalliche;

ACQUA

Acqua: (conforme alle Norme UNI EN 1008/2003) limpida, priva di sali in percentuali dannose, non aggressiva e in quantità strettamente necessaria;

ADDITIVI

Additivi: devono essere conformi alla Norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

1.2. Durabilità: classe di esposizione e copriferro

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali, che nel caso delle opere in calcestruzzo, anche l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori adotterà le previste procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle NTC2018.

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV. I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

1.3. Acciaio per cemento armato

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11 delle NTC2018.

Acciaio in barre B450C

L'acciaio in barre deve rispettare le seguenti caratteristiche:

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche		Requisiti	Fratte (%)
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo	f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
		$< 1,35$	
	$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:			
	$\phi < 12\ mm$	4 ϕ	
	$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 ϕ	
	per $16 < \phi \leq 25\ mm$	8 ϕ	
	per $25 < \phi \leq 40\ mm$	10 ϕ	

2. Valori di calcolo

Si riportano di seguito i valori caratteristici e di calcolo delle resistenze impiegati.

Calcestruzzo C25/30

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Acciaio B450C

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

ALLEGATO 2 – VERIFICA ANCORAGGIO

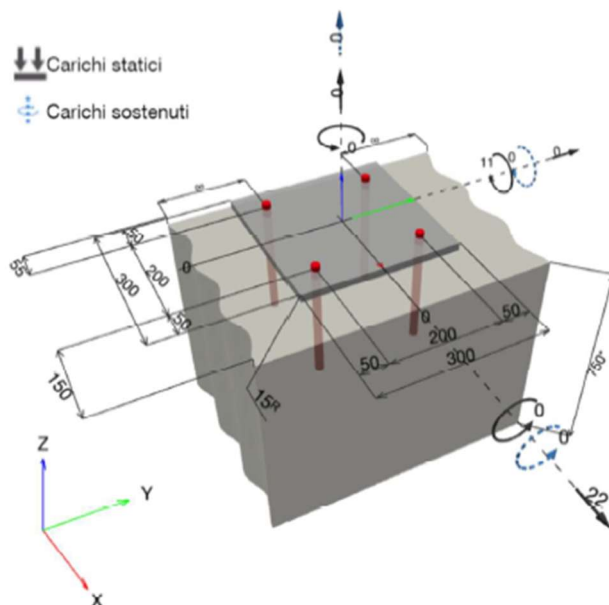
1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + AM (8,8) M16
Vita utile (durata in anni):	50
Codice articolo:	407499 AM 8,8 M16x1000 (inserire) / 2123403 HIT-RE 500 V3 (resina)
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opt} = 215,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = 320,0 \text{ mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso Validato:	14/05/2019 -
Prova:	SOFA based on EN 1992-4, Chemical
Fissaggio distanziato:	$e_s = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15,0 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 300,0 \text{ mm} \times 300,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cyl} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 750,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12,0 \text{ [mm]}$



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



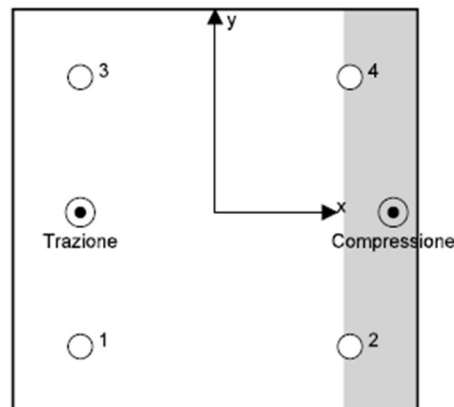
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	23,695	5,500	5,500	0,000
2	0,000	5,500	5,500	0,000
3	23,695	5,500	5,500	0,000
4	0,000	5,500	5,500	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,20 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 5,89 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-100,0/0,0): 47,389 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(132,1/0,0): 47,389 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione EN 1992-4, sezione 7.2.1

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	23,695	83,733	29	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	47,389	83,672	57	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	47,389	66,576	72	OK
Fessurazione**	47,389	92,509	52	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
125,600	1,500	83,733	23,695

3,2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,Np} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N} [\text{mm}^2]$	$A_{p,N}^0 [\text{mm}^2]$	$\tau_{Rk,ucr,20} [\text{N/mm}^2]$	$s_{cr,Np} [\text{mm}]$	$c_{cr,Np} [\text{mm}]$	$c_{min} [\text{mm}]$	$f_{c,cd} [\text{N/mm}^2]$
201.604	231.918	17,00	481,6	240,8	55,0	25,00
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr} [\text{N/mm}^2]$	k_3	$\tau_{Rk,c} [\text{N/mm}^2]$	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,023	17,38	11,000	16,04	1,000	1,000	
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,769	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0 [\text{kN}]$	$N_{Rk,p} [\text{kN}]$	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$		
187,866	125,508	1,500	83,672	47,389		

ID gruppo ancoranti

1, 3

3,3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7,1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,N} [\text{mm}]$	$s_{cr,N} [\text{mm}]$	$f_{c,chl} [\text{N/mm}^2]$		
318,988	416,025	322,5	645,0	25,00		
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,751	1,000	
$z [\text{mm}]$	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0 [\text{kN}]$	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$
232,1	1,000	11,000	173,389	1,500	66,576	47,389

ID gruppo ancoranti

1, 3

3,4 Fessurazione

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{M,sp}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7,1}$$

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.23)}$$

$$N_{Rk,sp}^0 = \min(N_{Rk,p}^0, N_{Rk,c}^0) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,sp} \cdot s_{cr,sp} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N1}}{s_{cr,sp}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N2}}{s_{cr,sp}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \max \left\{ 1; \left(\frac{h_{ef} + 1,5 \cdot c_1}{h_{min}} \right)^{2/3} \right\} \leq 2,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.24)}$$

$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,sp} [\text{mm}]$	$s_{cr,sp} [\text{mm}]$	$h_{min} [\text{mm}]$	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,chl} [\text{N/mm}^2]$
170,100	184,900	215,0	430,0	251,0	1,120	25,00
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0,0	1,000	0,0	1,000	0,777	1,000	11,000
$N_{Rk,sp}^0 [\text{kN}]$	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$			
173,389	1,500	92,509	47,389			

ID gruppo ancoranti

1, 3

4 Carico di taglio EN 1992-4, sezione 7.2.2

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	5,500	50,240	11	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	22,000	142,852	16	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	22,000	40,653	55	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,000	62,800	1,250	50,240	5,500

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min \{N_{Rk,c}^0; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,chl}$ [N/mm ²]	
342,225	416,025	322,5	645,0	2,000	25,00	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,751	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	173.389	1.500	142.852	22.000		

ID gruppo ancoranti

1-4

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7,2}$$

$$V_{Rk,c} = k_T \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_g \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1} \right)^{0,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)}$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)}$$

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_g	α	β	$f_{c,oyl}$ [N/mm ²]	
192,0	16,00	2,400	0,113	0,064	25,00	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]				
150,0	146,250	101,250				
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	α_V [°]	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,000	0,00	1,000	0,0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
42,217	1,0	1,500	40,653	22,000		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,283	0,109	2,000	10	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,712	0,541	1,500	100	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

L'ancoraggio risulta verificato.