

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



CUP: F81H91000000008

**U.O. INFRASTRUTTURE NORD**

**PROGETTO PRELIMINARE**

**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01**

**LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA  
Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA**

OPERE CIVILI

Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore

SCALA:

-

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR. REV.

I N O W    0 0    R    2 6    C L    M U 0 0 0 0    0 0 2    B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Emissione Esecutiva	P. Luciani	Giugno 2019	C.Laporta	Giugno 2019	A.Campanella	Giugno 2019	F.Sacchi Febr. 2020  ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Dott. Ing. Francesco Sacchi Ordine degli Ingegneri della provincia di Roma n. 3072/2017
B	Revisione generale a seguito nuovi input	P. Luciani	Febr. 2020	C.Laporta	Febr. 2020	A.Campanella	Febr. 2020	

File: IN0W00R26CLMU0000002B.docx.doc

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	NORMATIVA.....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
3.1	CALCESTRUZZO .....	5
3.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....	7
3.3	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI .....	7
3.4	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE .....	7
5	PARAMETRI SISMICI.....	8
6	PARAMETRI GEOTECNICI.....	9
7	MODELLO DI CALCOLO .....	9
7.1	CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON COULOMB.....	10
7.2	CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON MONONOBE & OKABE.....	10
7.3	CALCOLO DELLA SPINTA A RIPOSO.....	11
7.4	CALCOLO DELLA SPINTA CON WOOD.....	11
7.5	CARICO UNIFORME SUL TERRAPIENO .....	11
7.6	SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE .....	11
8	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	13
9	ANALISI DEI CARICHI.....	14
9.1	CONDIZIONI DI CARICO .....	14
9.1.1	Peso proprio strutturale (PP).....	14
9.1.2	Carichi permanenti portati (PERM).....	14
9.1.3	Spinta del terreno (SPDX) .....	14
9.1.4	Spinta da sovraccarico permanente (SP_PERM).....	15
9.1.5	Azioni della falda (SPTW) .....	15
9.1.6	Azioni termiche (TERM).....	15
9.1.7	Ritiro (RITIRO).....	15
9.1.8	Azioni variabili da traffico.....	16
9.1.9	Azione dovuta all'urto sul muro (URTOX-URTOY).....	17
9.1.10	Azioni trasmesse dalla barriera antirumore (VENTO + PESI PROPRI) .....	17
9.1.11	Azioni sismiche.....	17
9.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	19
10	CRITERI DI CALCOLO .....	22

10.1	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	22
10.1.1	Capacità portante per carichi assiali di pali di medio e grande diametro .....	23
1.1.1	Capacità portante per carichi trasversali .....	26
10.2	VERIFICHE STRUTTURALI .....	30
10.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo .....	30
10.2.2	Verifiche allo stato limite di esercizio .....	32
10.2.3	Verifiche in condizioni sismiche.....	33
11	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	33
11.1	CODICE DI CALCOLO .....	33
11.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	33
11.2.1	Calcolo del modulo di reazione orizzontale del terreno.....	34
12	VERIFICHE STRUTTURALI .....	37
12.1	SOLLECITAZIONI PARAMENTO.....	37
12.2	VERIFICHE PARAMENTO.....	37
12.3	SOLLECITAZIONI CORDOLO .....	41
12.4	VERIFICHE CORDOLO .....	41
13	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	46
13.1	SOLLECITAZIONI AGENTI A TESTA PALO.....	46
13.2	VERIFICHE DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	47
13.3	VERIFICHE AL CARICO LIMITE ORIZZONTALE.....	49
13.3.1	Capacità portante orizzontale – condizioni non drenate .....	49
13.4	CEDIMENTO PALI.....	52
14	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA SEZIONE.....	53
15	CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI.....	56
16	ARMATURE E INCIDENZE .....	57

	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B	FOGLIO 4 di 57

## 1 **PREMESSA**

La presente relazione riporta il dimensionamento della struttura su fondazioni profonde in calcestruzzo armato gettato in opera, prevista a sostegno dei rilevati della linea ferroviaria, nell'ambito del progetto preliminare di quadruplicamento Est in uscita da Brescia (legge obiettivo n.443/01).

In particolare verrà realizzato un muro di sostegno su singola fila di pali con funzione di mitigazione: il paramento ha spessore in testa di 0,95m e altezza massima di 6,40 (2,00m su P.F.) mentre il cordolo di base ha larghezza di 1,00m e altezza 0,80m. I pali di fondazione sono disposti su unica fila, con interasse longitudinale di 2,40m, diametro Ø800 e profondità massima di 15,00m. In testa al muro verrà installata la carpenteria di sostegno delle barriere antirumore per la mitigazione dell'impatto acustico.

L'opera, ubicata nel Comune di Brescia, ricade in zona sismica e sono state pertanto considerate le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/18.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU.00.0.002	REV. B

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normativa

Di seguito si riportano i riferimenti delle normative prese in considerazione per lo sviluppo delle analisi e delle verifiche in oggetto:

- [1] LEGGE n. 1086 05.11.1971: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [2] Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [3] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “*Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»*”, G.U. Serie Generale n.42 del 20.02.2008, Supplemento Ordinario n.8.
- [4] Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [5] UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”
- [6] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [7] UNI EN 1998-5 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- [8] UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- [9] 1299/2014/UE Specifiche tecniche d'interoperabilità per il sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea (18/11/2014);
- [10] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “*Manuale di progettazione delle opere civili*”.
- [11] RFI DTC SI AM MA IFS 001 B del 21.12.2018 - “Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 1 - Ambiente”.
- [12] RFI DTC SI PS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 2 – Ponti e Strutture”.
- [13] RFI DTC SI CS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”.

## 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 3.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza = C12/15

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL MU 00 0 0 002	REV. B

### Calcestruzzo per strutture in elevazione e di fondazione

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 30/37 ( $R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)  
 $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione  
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  
 $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione  
 $f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media  
 $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione  
 $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo  
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara)  
 $\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.89 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)  
 $\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.28 \text{ N/mm}^2$

### Calcestruzzo per pali di fondazione

Per la realizzazione dei piedritti e della soletta di copertura, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)  
 $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione  
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  
 $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione  
 $f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 13.70 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 9.96 \text{ N/mm}^2$$

### 3.2 Acciaio per cemento armato

Tipo B450 (controllato in stabilimento)

$f_{yk} =$  450 MPa Tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$  391.30 MPa Resistenza di calcolo

$\sigma_s = 0.75 f_{yk} =$  337.50 MPa Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)

$E_s =$  210000 MPa Modulo elastico

### 3.3 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Per le opere della presente relazione, in base a quanto prescritto dal Capitolato di Costruzione RFI 2018, si adotta quanto segue:

Elevazione e soletta di fondazione Classe di esposizione XC3

Pali di fondazione Classe di esposizione XC2

### 3.4 Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

In riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2.-1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili Parte II - Sezione 2, per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo  $c_{min} = 40 \text{ mm}$ .

 <b>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</b>	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

## 5 PARAMETRI SISMICI

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 75 anni. La classe d'uso assunta è la III.

Vita nominale:	$V_N = 75$ anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso	$C_u = 1.5$
Periodo di riferimento	$V_R = V_N \times C_u = 112,5$ anni
Categoria del suolo	C
Categoria topografica	T1
Stato Limite	SLV
Tempo di ritorno	1068

L'opera ricade nel comune di Brescia. I corrispondenti valori dei parametri sismici per lo SLV (TR=1068 anni) sono i seguenti:

$a_g$	= 0.211 g;
$F_0$	= 2.452;
$T^*c$	= 0.277 s;
$S_S$	= 1.39;
$S_T$	= 1.0;
$a_{max}$	= 2.93 m/s <sup>2</sup> .

In accordo con le NTC18 (§ 7.11.6.3), i coefficienti sismici orizzontale e verticale nel caso in esame risultano:

$$k_h = \alpha \beta a_{max}/g = 0.215$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

## 6 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici impiegati per il rilevato ferroviario sono:

$\gamma =$	20.00 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$\varphi' =$	38°	angolo di resistenza al taglio
$c' =$	0.00 kPa	coesione drenata

I parametri geotecnici impiegati per il terreno di fondazione sono:

$\gamma =$	19.00 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$\varphi' =$	30°	angolo di resistenza al taglio
$c' =$	0.00 kPa	coesione drenata

## 7 MODELLO DI CALCOLO

Il dimensionamento delle opere di sostegno è stato eseguito analizzando gli stati limite ultimi che si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali costituenti le opere stesse.

Le azioni considerate sulle opere di sostegno sono quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi permanenti o variabili dovuti rispettivamente al carico permanente della scarpata o ai carichi mobili.

Nel dimensionamento delle opere è stato assunto, per il terreno spingente costituito da materiale da rilevato, un angolo di resistenza al taglio pari a 38° e un angolo di attrito terreno-muro nullo, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.

Per ogni stato limite ultimo analizzato è stata rispettata la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

essendo Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, ed Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione, sia per le verifiche strutturali sia per le verifiche geotecniche, è stata effettuata applicando l'Approccio 2 delle NTC18 in cui è prevista la seguente combinazione di coefficienti:

Combinazione : A1+M1+R3 (STR/GEO)

Considerando i coefficienti parziali riportati nelle tab.6.2.I, 6.2..II e 6.5.I delle stesse NTC 2018.

## 7.1 Calcolo della spinta attiva con Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta  $S_t$  è applicata ad  $1/3 H$  di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi - \phi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

Valori limite di  $K_A$ :

$\delta < (\psi - \phi - \beta)$  secondo Muller-Breslau

$\gamma_t$  Peso unità di volume del terreno;

$\psi$  Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

$\phi$  Angolo di resistenza al taglio del terreno;

$\delta$  Angolo di attrito terra-muro;

$\beta$  Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

$H$  Altezza della parete.

## 7.2 Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Mononobe & Okabe riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo  $\varepsilon$ , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo  $\beta$ , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità  $\theta$  tale che:

$$\text{tg } \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con  $k_h$  coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  verticale.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

### 7.3 Calcolo della spinta a riposo

Per le tipologie di muro con fondazione su micropali si adotta un regime di spinte a riposo, dove il coefficiente di spinta  $k_0$  vale.

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

### 7.4 Calcolo della spinta con Wood

La valutazione delle spinte del terreno in condizioni sismiche pseudo-statiche, per le tipologie di muro con fondazioni su micropali, è stata effettuata seguendo la formulazione di Wood adottato da EC8 ed indicato nel D.M. del 17/01/2018 (Nuove Norme tecniche per le costruzioni). La spinta totale di progetto  $E_d$  esercitata dal terreno ed agente sull'opera di sostegno che non ammette spostamenti è data da:

$$\Delta P_d = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove  $K_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### 7.5 Carico uniforme sul terrapieno

Un carico  $Q$ , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_A \cdot Q \cdot \sin \psi / \sin(\psi + \beta)$$

Per integrazione, una spinta pari a  $S_q$ :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin(\psi)}{\sin(\psi + \beta)}$$

Con punto di applicazione ad  $H/2$ , avendo indicato con  $K_a$  il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

### 7.6 Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

H altezza muro

$k_v$  coefficiente sismico verticale

$\gamma$  peso per unità di volume del terreno

K coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

$E_{ws}$  spinta idrostatica dell'acqua

$E_{wd}$  spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica  $E_{wd} = 0$ , ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo  $\theta$  della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con  $H'$  altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

## 8 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il muro in cemento armato a presidio del rilevato ferroviario presenta fondazioni di tipo profondo con le seguenti caratteristiche:

- paramento murario di altezza variabile fino ad un massimo di 6.40m e spessore massimo in testa di 0,95 m e 0,82 m alla base;
- fondazione caratterizzata da un cordolo di altezza 0,80m e larghezza di 1,00m;
- pali di fondazione sono disposti su unica fila, con interasse longitudinale di 2,40 m, diametro  $\varnothing$  800 e profondità di 15,00 m

Spessore medio del ballast + armamento	$H_b =$	0.80m
Larghezza della fondazione	$L_{tot} =$	1.00m
Spessore del cordolo	$S_f =$	0.80m
Spessore di calcolo del paramento	$S_p =$	0.82m
Altezza della fascia di spinta	$H_{spinta} =$	3.55m
Altezza del paramento	$H_p =$	6.40m
Altezza totale muro	$H_{tot} =$	7.40m

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

## 9 ANALISI DEI CARICHI

### 9.1 CONDIZIONI DI CARICO

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

$$\text{calcestruzzo armato:} \quad \gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{massicciata + armamento:} \quad \gamma_b = 18 \text{ kN/m}^3$$

#### 9.1.1 Peso proprio strutturale (PP)

Il peso proprio del paramento e della suola risulta:

$$\text{Peso paramento} \quad P_p = 25.00 \times 0.82 = 20.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso cordolo} \quad P_s = 25.00 \times 1.00 = 25.00 \text{ kN/m}^2$$

#### 9.1.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Il peso dei carichi permanenti su rilevato è stato considerato considerando uno spessore di ballast di 0,80m:

$$P_{ps} = \gamma_b h_b = 14.40 \text{ kN/m}^2$$

#### 9.1.3 Spinta del terreno (SPDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta attiva. Si riporta di seguito il calcolo delle pressioni agenti sulla struttura, eseguito sia per la Combinazione unica dell'approccio 2 (A1+M1+R3) Il coefficiente di spinta risulta pari a:

$$\text{Approccio 2 – Combinazione 1} \quad K_A = 0.238$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (h \cdot \gamma_{\text{terreno\_piedritto}}) \cdot K_A \quad \text{al di sopra della falda}$$

$$P = [h \cdot (\gamma_{\text{terreno\_piedritto}} - \gamma_w)] \cdot K_A \quad \text{al di sotto della falda.}$$

Risulta quanto segue:

$$\text{Pressione in asse cordolo} \quad P = 19.30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pressione intradosso cordolo} \quad P = 21.60 \text{ kN/m}^2$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore del cordolo:

Spinta semispessore soletta  $P_{H,t} = 10.2$  kN/m

#### 9.1.4 Spinta da sovraccarico permanente (SP\_PERM)

$$P = P_{ps} * k_A = 3.43 \text{ kN/m}^2$$

#### 9.1.5 Azioni della falda (SPTW)

Il pelo libero della falda è assunto al di sotto della quota di intradosso della fondazione, pertanto non si considera influente ai fini del calcolo della spinta.

#### 9.1.6 Azioni termiche (TERM)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\pm 15^\circ \text{C}$  ed una variazione termica nello spessore, tra estradosso ed intradosso, pari a  $\Delta T_v = \pm 5^\circ \text{C}$ . Il valore applicato della variazione termica uniforme viene ridotto di 1/3 per considerare gli effetti viscosi del calcestruzzo, ed è quindi pari a  $\pm 5^\circ \text{C}$ . Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

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

#### 9.1.7 Ritiro (RITIRO)

Il ritiro viene applicato mediante una variazione termica uniforme, in grado di produrre la stessa deformazione nel calcestruzzo.

Gli effetti del ritiro sono stati valutati a lungo termine, attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale  $\epsilon_{cs}(t, t_0)$  e di viscosità  $\phi(t, t_0)$ , come definiti nell'Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1-2005.

I fenomeni di ritiro sono stati considerati applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = -8.55 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria, assumendo la dimensione convenzionale  $h_0$  pari a  $2 \times A_c/u$  ed un calcestruzzo C30/37.

Caratteristiche della sezione:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 87 \text{ cm}$$



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

Secondo il § 2.5.1.4.1.5 del RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione RFI2018 (cfr, 5.2.2.2.1.5 NTC2018) il carico verticale su rilevato a tergo della spalla può essere ottenuto considerando una distribuzione trasversale dei carichi concentrati LM71 su una larghezza di 3m e una distribuzione longitudinale pari a quella di applicazione dei 4 carichi concentrati (schema LM71) = 6.40m.

Per questo tipo di carico non deve essere applicato l'incremento dinamico.

$$P_{V,LM71}=52.08 \text{ kN/m}^2$$

### **9.1.8.2 Spinta del sovraccarico sul rilevato (SPACCDX)**

Treno LM71

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico ripartito equivalente alle forze concentrate.

Approccio 2 – Combinazione unica

$$P_{H,LM71} = (P_{V,LM71}) K_A = 12.40 \text{ kN/m}$$

### **9.1.9 Azione dovuta all'urto sul muro (URTOX-URTOY)**

La forza causata da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza rispetta quanto richiesto dal §3.6.3.4 delle NTC2018:

per  $d \leq 5 \text{ m}$ :

- 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

### **9.1.10 Azioni trasmesse dalla barriera antirumore (VENTO + PESI PROPRI)**

Per i carichi trasmessi dalla barriera antirumore si rimanda al §7.2 dell'elaborato IN0W00R26CLMU0000001A-“Relazione di predimensionamento barriere antirumore” I carichi agenti alla base dei montanti sono stati applicati come forze concentrate in testa alla paratia in oggetto.

### **9.1.11 Azioni sismiche**

#### **9.1.11.1 Forze di inerzia**

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

Le forze sismiche è pertanto la seguente:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{\max}/g$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove nel caso specifico si assumerà, per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari,  $\psi_{2j} = 0.2$ . Come massa del treno è stato considerato il carico uniformemente distribuito sulla copertura di intensità LM71.

Pertanto avremo che:

Massa associata al Peso del paramento	$P_p = 25.00 \times 0.87 = 21.75 \text{ kN/m}$
Massa associata al Peso del cordolo	$P_C = 25.00 \times 1.00 = 25.00 \text{ kN/m}$
Massa associata al Peso della BA	$P_{barr} = 33.78 \text{ kN/m}$
Massa associata al carico permanente	$G_2 = 14.40 \text{ kN/m}$
Massa treno	$Q_k = 52.08 \times 0.2 \text{ kN/m}$

#### 9.1.11.1.1 Forze sismiche orizzontali (SISMA\_H)

Forza orizzontale sul paramento (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato sul paramento):

$$F'_h = k_h (P_p + P_C + P_{barr} + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}) = 44.47 \text{ kN/m}$$

#### 9.1.11.2 Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Mononobe Okabe, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$S_{a,E} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) H^2 K_{A,E} = 28.61 \text{ kN/m}^2$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un sul paramento.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

## 9.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili; utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR.

Si riporta la Tabella 5.2.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

**Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

- (1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
- (2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
- (3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
- (4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
- (5) Aliquota di carico da traffico da considerare.
- (6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
- (7) 1,20 per effetti locali

Si riporta la Tabella 5.2.VI delle NTC18 in cui sono espressi i coefficienti di combinazione delle azioni:

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (da DM 17/01/2018)

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$gr_1$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente  $\psi_2 = 0.2$  (paragrafo 5.1.3.12 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

Tabella 1 Combinazioni di carico

	SLU01	SLU02	SLU03	ECC1	ECC2	SLV01	SLV02	SLE_RARA01	SLE_RARA02	SLE_RARA03	SLE_QPERM01
PP	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8	1
SP_PERM	1.5	1.5	1.5	1	1	1	1	1	1	1	1
SPACCDX	1.45	1.16	1.16	0	0	0.2	0.2	1	0.8	0.8	0
VENTO	0.9	1.5	0.9	0	0	0	0	0.6	1	0.6	0
TERM	±0.6	±0.6	±1.5	±0.5	±0.5	±0.5	±0.5	±0.6	±0.6	±1	0
RITIRO	1.2	1.2	1.2	0	0	1	1	1	1	1	1
URTO X1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
URTO X2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
URTO Y1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
URTO Y2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0	0
SISMA_H	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0	0

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

## 10 CRITERI DI CALCOLO

### 10.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Secondo le “Nuove Norme Tecniche Sulle Costruzioni – DM 17 Gennaio 2018”, le verifiche di capacità portante dei pali, per quanto riguarda la combinazione sismica e statica, vengono svolte con il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II. della NTC-2018, di seguito riportata:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

\* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Pertanto si ha:

$$A_{cd} \leq R_{cd}$$

dove:

$A_{cd}$  carico assiale di compressione di progetto allo stato limite ultimo statico

$R_{cd}$  capacità portante di progetto allo stato limite ultimo definita riducendo il valore caratteristico  $R_{c,k}$  con coefficienti che valgono 1.15 per la resistenza alla punta e 1.15 e per quella laterale.

$R_{c,k}$  valore caratteristico della capacità portante.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo è stata dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV della NTC-2018, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

**Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito del sistema di fondazione scelto, a favore di sicurezza, si considerano significative n°3 verticali di indagine. Nel seguito vengono esplicitati i calcoli di portanza in dettaglio.

### 10.1.1 Capacità portante per carichi assiali di pali di medio e grande diametro

La portata limite ( $Q_{LIM}$ ) di un palo trivellato viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot q_{s,i}$$

dove:

$Q_{B,LIM}$  = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$  = portata limite laterale;

$q_b$  = portata unitaria di base;

$A_B$  = area di base;

$D_i$  = diametro del concio imo di palo;

$\Delta H_i$  = altezza del concio imo di palo;

$\tau_{LIM,i}$  = attrito laterale unitario limite del concio imo di palo.

Per pali a sezione circolare, l'espressione di  $q_b$  cui si perviene è la seguente

$$q_b = N_c c + N_q q_L \quad (1)$$

dove  $c$  è la coesione e  $q_L$  il particolare valore della pressione sul piano orizzontale passante per la punta del palo; in pratica si assume  $q_L = \gamma L$  con  $L$  lunghezza del palo;  $N_c$  e  $N_q$  sono fattori adimensionali, funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto  $L/D$ . Tra  $N_c$  e  $N_q$  esiste la relazione

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \varphi \quad (2)$$

con  $\varphi$  angolo d'attrito del terreno.

La resistenza laterale  $q_s$  alla generica profondità  $z$  viene valutata con l'espressione

$$q_s = q_a + \mu \cdot k \cdot \sigma_v \quad (3)$$

dove  $q_a$  è un termine di adesione indipendente dalla tensione normale,  $\mu = tg \delta$  è un coefficiente d'attrito terreno-palo,  $k$  è un coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla profondità  $z$  sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale  $\sigma_v$  alla stessa profondità.

Nella pratica progettuale il calcolo del carico limite viene condotto in maniera diversa per terreni incoerenti e per terreni coesivi saturi.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sui risultati di prove penetrometriche standard SPT o sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

#### **10.1.1.1 Portata unitaria di base**

Terreni coesivi

In argille e limi saturi, in condizioni non drenate, il carico limite viene usualmente calcolato in termini di tensioni totali.

Per  $N_c$  è comunemente adottato il valore 9; per  $\varphi_u=0$   $N_q=1$ .

La resistenza alla punta vale quindi

$$q_b = 9 \cdot c_u + \gamma \cdot L$$

Terreni granulari

Per la valutazione della resistenza alla punta  $Q_b$  di pali di medio diametro si fa riferimento allo schema di mezzo omogeneo ed isotropo e a meccanismi di rottura del terreno molto diversi tra loro. A seconda del meccanismo di rottura assunto, i valori di  $N_q$  per un dato valore dell'angolo d'attrito variano in un intervallo molto ampio. Per pali infissi di medio diametro, specie in terreni mediamente addensati ( $\varphi' \leq 35^\circ$ ) è prevalso l'uso dei valori di  $N_q$  forniti dalla teoria di Berezantzev (1961, cfr. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

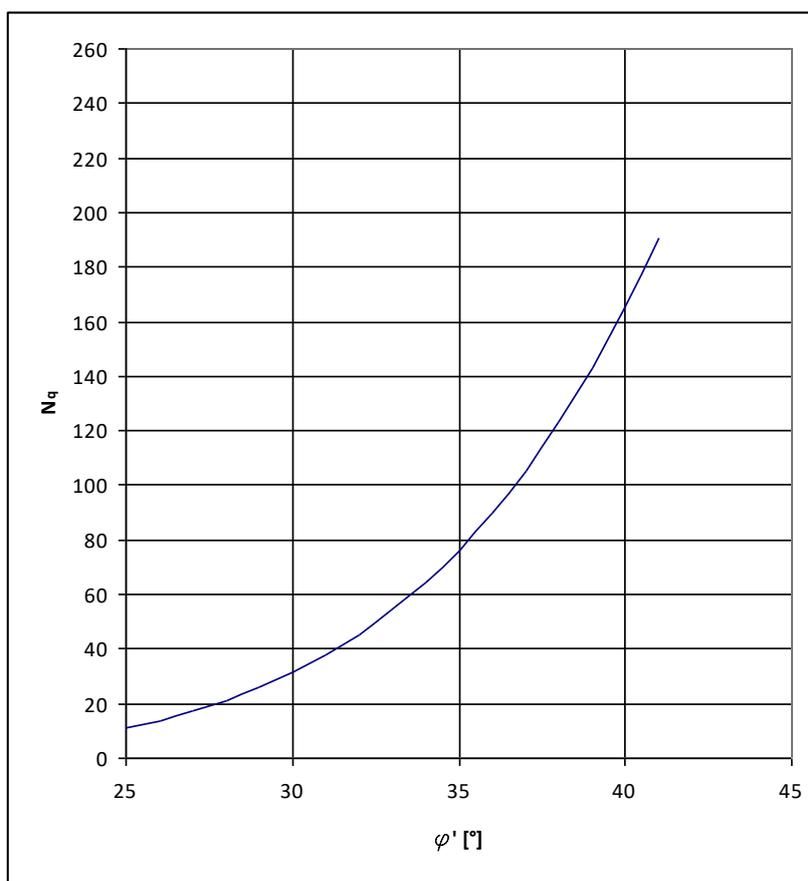


Figura 2- Valori di  $N_q$  secondo Berezantzev (1961)

### 10.1.1.2 Attrito laterale

#### Terreni coesivi

La resistenza laterale si calcola supponendo nullo il coefficiente d'attrito palo-terreno; si ottiene così l'espressione

$$q_s = q_a$$

L'adesione può essere valutata mediante i coefficienti riportati in Tabella 2 in funzione della coesione non drenata  $c_u$ .

MATERIALE		Cu (kPa)	qa (kPa)	qa max (kPa)
PALI INFISSI	CLS	$\leq 25$	cu	120
		25÷50	0.85 cu	
		50÷75	0.65 cu	
		$\geq 75$	0.50 cu	
	ACCIAIO	$\leq 25$	cu	100
		25÷50	0.80 cu	
50÷75		0.65 cu		

		$\geq 75$	0.50 cu	
TRIVELLATI	CLS	$\leq 25$	0.90 cu	100
		25÷50	0.80 cu	
		50÷75	0.60 cu	
		$\geq 75$	0.40 cu	

Tabella 2- Valori indicativi dell'adesione  $q_a$  per pali in terreni coesivi

### Terreni granulari

Per il calcolo della resistenza laterale  $q_s$  si assume  $q_a = 0$ .

I valori di  $k$  variano in un campo molto ampio in funzione del tipo di terreno, del tipo di palo e delle modalità esecutive.

In linea orientativa si è fatto riferimento ai valori empirici di  $k$  e  $\mu$  riportati in Tabella 3- Valori indicativi di  $k$  e  $\mu$  per terreni incoerenti

TIPO DI PALO		Valori di $k$	Valori di $m$
BATTUTO	Acciaio	0.5÷1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1÷2	tg (3/4 $\phi'$ )
	Calcestruzzo gettato in opera	1÷3	tg $\phi$
TRIVELLATO		0.4÷0.7 *	tg $\phi'$

Tabella 3- Valori indicativi di  $k$  e  $\mu$  per terreni incoerenti

\* Decrescente con la profondità

In funzione delle condizioni locali del terreno si considera l'effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo  $\eta$  della capacità portante pari a 1.0

#### 1.1.1 *Capacità portante per carichi trasversali*

Le analisi svolte per valutare le interazioni fra il palo sollecitato da azioni laterali ed il terreno è stata utilizzata la teoria sviluppata da Broms (1964), che si basa sulle seguenti ipotesi:

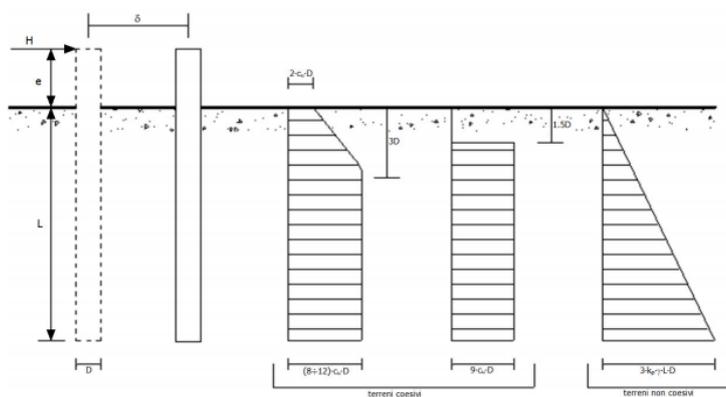
- palo immerso in un terreno omogeneo
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido perfettamente plastico;
- forma della sezione trasversale del palo ininfluenza, è importante solo da dimensione  $d$  della sezione del palo.
- comportamento flessione del palo di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinga il valore  $M_y$  di plasticizzazione.

A questo punto si forma nella sezione una “cerniera plastica”, perciò la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Si è considerata la testa del palo impedita di ruotare.

Nel caso di rottura non drenata, la resistenza viene espressa in termini di tensioni totali.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (“terreni coesivi”).



*Figura 3- Diagramma di distribuzione della resistenza trasversale p.*

I possibili meccanismi di rottura sono presentati in Figura 4 e possono essere indicati come rottura a palo “corto” (non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  in nessuna sezione del palo), “intermedio” (si raggiunge  $M_y$  all’attacco palo-fondazione) e “lungo” ( $M_y$  raggiunto anche in una sezione lungo il fusto).

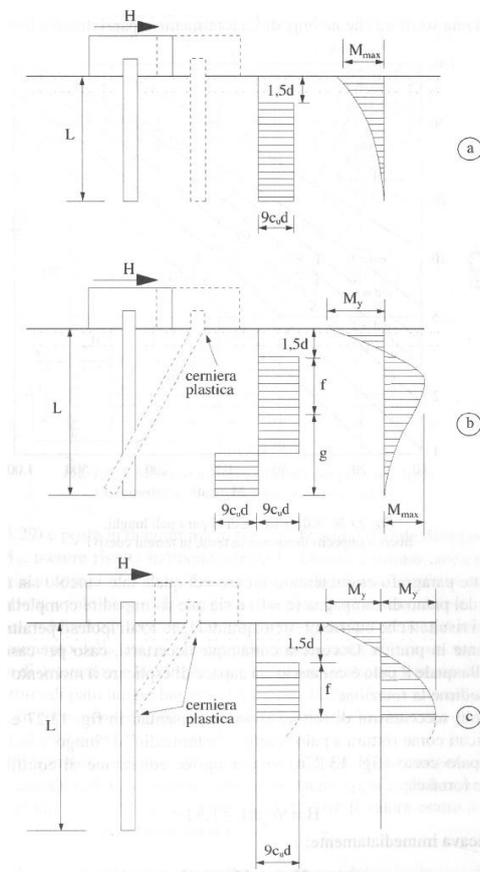


Figura 4– Rottura non drenata: possibili meccanismi di rottura.

Le equazioni risolventi per il carico limite nei tre casi vengono di seguito riportate.

palo “corto” 
$$\frac{H}{c_u d^2} = 9\left(\frac{L}{d} - 1.5\right) ;$$

palo “intermedio” 
$$\frac{H}{c_u d^2} = -9\left(\frac{L}{d} + 1.5\right) + 9\sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5} ;$$

palo “lungo” 
$$\frac{H}{c_u d^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}} .$$

Nel caso di rottura drenata, la resistenza viene espressa in termini di tensioni efficaci.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato ancora in Figura V (“terreni incoerenti”).

I possibili meccanismi di rottura sono presentati **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (palo “corto”, “intermedio” e “lungo”).

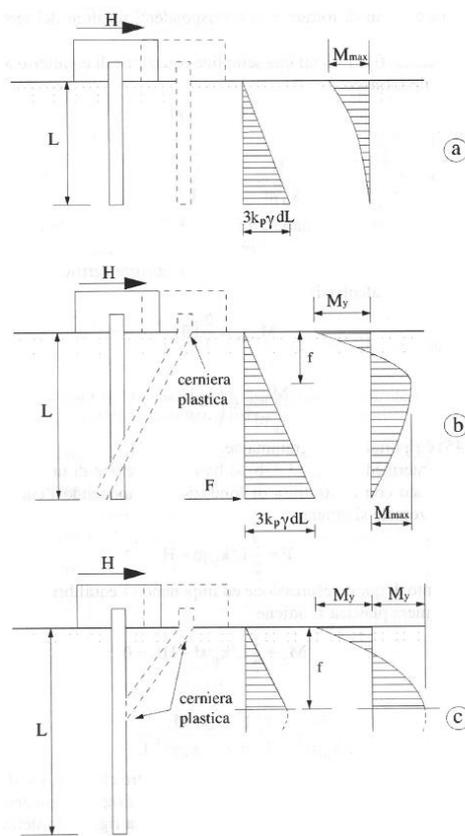


Figura 5– Rottura drenata: possibili meccanismi di rottura.

Le equazioni risolventi per il carico limite drenato nei tre casi vengono di seguito riportate.

palo “corto” 
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1.5 \left(\frac{L}{d}\right)^2 ;$$

palo “intermedio” 
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L} ;$$

palo “lungo” 
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2} .$$

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo è stata dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l’utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV della NTC-2018, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine come nel caso del calcolo delle resistenze per micropali soggetti a carichi

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

assiali. Per la determinazione del valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza di pali a carichi trasversali si applicano i coefficienti parziali  $\gamma_T$  riportati nella Tab. 6.4. VI della NTC-2018.

*Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali*

<b>Coefficiente parziale (R3)</b> $\gamma_T = 1,3$
---

## 10.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali condotte sono le seguenti:

- Verifiche di stato limite di esercizio
- Verifiche a fessurazione
- Verifica delle tensioni
- Verifiche di stato limite di ultimo
- Verifica a flessione
- Verifica a taglio

### 10.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo

#### 10.2.1.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ( $\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$ );
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ( $\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$ )

#### 10.2.1.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

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  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

La verifica di resistenza (SLU) è soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

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

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

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura trasversale è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" del calcestruzzo d'anima è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

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

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

In cui:

d è l'altezza utile della sezione;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione;

$\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione della sezione;

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;

$S$  è interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd}=0.5f_{cd}$ );

$\alpha$  è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrature non compresse.

### 10.2.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 6 delle NTC2018:

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

Tabella 4 Descrizione delle condizioni ambientali (Tab. 4.1.III delle NTC18)

Nel caso in esame, le condizioni ambientali sono sempre "ordinarie".

#### 10.2.2.1 Verifica a fessurazione

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è pari a 0.2mm per la combinazione rara.

#### 10.2.2.2 Verifica delle tensioni

I limiti tensionali considerati per i materiali sono relativi alla combinazione di carico quasi permanente e caratteristica.

Calcestruzzo:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_c \leq 0.55 f_{ck}$
Quasi permanente	$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck}$

Acciaio:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_a \leq 0.75 f_{yk}$

### 10.2.3 Verifiche in condizioni sismiche

E' stato verificato che gli spostamenti permanenti allo SLD siano inferiori a 2cm, come prescritto nel Mdp Parte II – SEZIONE 3.

## 11 MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 11.1 CODICE DI CALCOLO

L'analisi della struttura è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) facendo riferimento agli assi baricentrici degli elementi schematizzati con elementi “shell” per la modellazione del paramento e con elementi “beam” per quelli del cordolo e dei pali di fondazione.

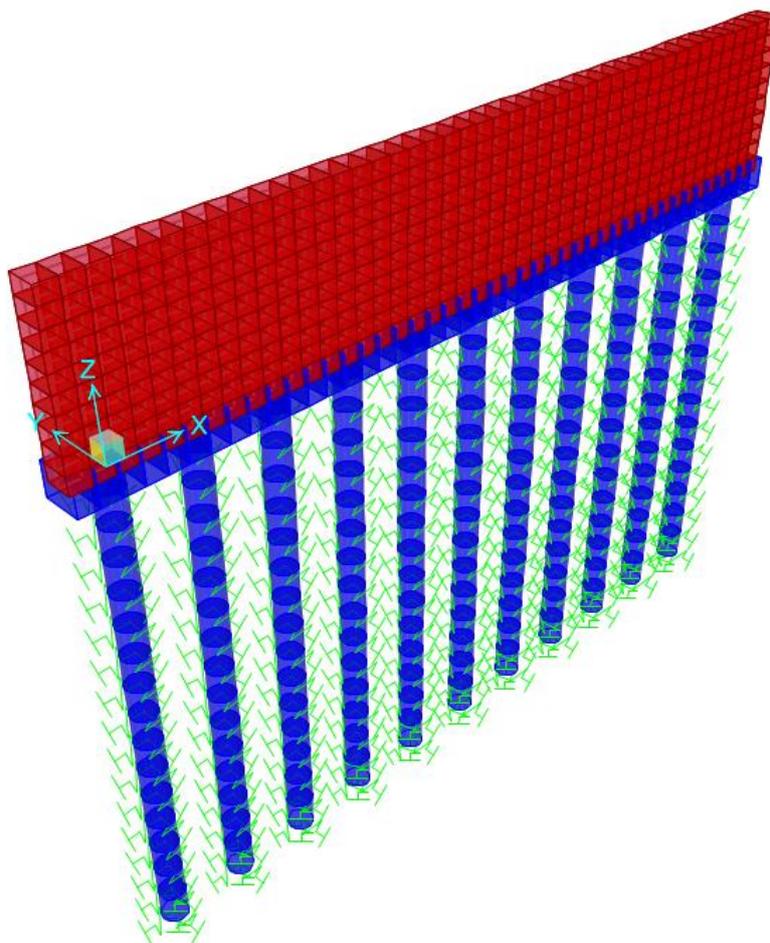


Figura 6- Modello F.E.M struttura

### 11.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

La valutazione degli spostamenti orizzontali del palo e della rotazione in testa è stata condotta considerando il palo immerso nel terreno e soggetto all'azione dei carichi orizzontali e verticali derivanti dalla struttura in elevazione.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL MU 00 0 0 002	REV. B

Il terreno è stato schematizzato mediante una distribuzione di molle di diversa rigidità a seconda del tipo di terreno che il palo attraversa. In particolare, il palo è stato modellato con elementi di tipo “frame”, prevedendo una discretizzazione delle aste pari a 100 cm; in ciascun nodo è stata applicata una molla con comportamento elastico lineare, con pari rigidità nelle due direzioni ortogonali.

La base del palo è stata vincolata impedendo lo spostamento nella direzione parallela alle aste.

Il valore della rigidità delle molle, nel caso di comportamento coesivo dei terreni, è costante con la profondità, mentre per terreni granulari è considerata variabile con la profondità.

### 11.2.1 Calcolo del modulo di reazione orizzontale del terreno

Nel caso di terreni reali, la relazione tra la pressione sul terreno e lo spostamento indotto non è lineare; la prima attinge un valore limite allorché lo spostamento è sufficientemente elevato. Matlock & Reese (1956) sostengono l'adozione di un modulo crescente con la profondità, tenendo conto del cedimento e della non linearità del terreno. Per terreni granulari i moduli di reazione orizzontale iniziali ( $E_{si}$ ) sono stati valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \quad [\text{kPa}]$$

essendo:

$k_{hi}$  = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale

$z$  = profondità dal piano campagna originario.

essendo:

$k_{hi}$  = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella tabella seguente (cfr. Reese et al., 1974 e Elson, 1984)

$z$  = profondità dal piano campagna originario.

$D_r$ (%)	$k_{hi}$ (kN/m <sup>3</sup> )
35%	10000
50%	15000
70%	25000

Tabella 5- Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (cfr. anche Elson (1984))

Nel caso in esame, è possibile determinare tale parametro mediante correlazione empirica con le altre proprietà del terreno in esame.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA</b>					
	<b>Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore</b>	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002	REV. B

In particolare per i terreni incoerenti, Terzaghi, nell'ipotesi che il modulo di elasticità dipenda dalla pressione litostatica e dalla densità della terra, suggerisce:

$$k_h = \frac{A\gamma}{1.35}$$

dove:

A = fattore adimensionale che dipende dallo stato di addensamento del terreno

$\gamma$  = peso dell'unità di volume di terreno del rilevato

Risultati analoghi si possono ottenere tramite la teoria di Vesic, esprimendo il modulo di sottofondo  $k_h$  in funzione dei parametri elastici della massa  $E_t$  e  $\nu_t$  con la relazione seguente:

$$k_h = \left( \frac{E_t}{D_p} \right) \times \sqrt[12]{ \frac{E_t \times D^4}{E_p J_p} } \times \left( \frac{0.65}{1 - \nu_t^2} \right) \left[ \frac{kN}{m^3} \right]$$

dove:

$E_t$  [kg/cm<sup>2</sup>] modulo elastico longitudinale in condizioni non drenate dipendente dallo stato litologico considerato ;

$\nu_t$  coefficiente di Poisson;

$E_p$  [kg/cm<sup>2</sup>] modulo elastico minimo del palo per  $R'_{ck}=300$  kg/cm<sup>2</sup>;

$J_p$  [cm<sup>4</sup>] rigidezza del palo;

$D_p$  [cm] diametro del palo.

Nel caso di pali di fondazione posizionati in cresta ad una scarpata naturale o artificiale, i moduli di reazione orizzontali saranno ridotti di una quantità pari al rapporto tra il coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato per un piano di campagna con inclinazione pari alla pendenza della scarpata e lo stesso parametro calcolato per un piano di campagna orizzontale.

In particolare, noto il coefficiente di spinta passiva nel caso di piano campagna orizzontale dalla formula:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)}$$

e calcolando il coefficiente di spinta passiva nel caso di piano campagna con inclinazione  $w$  nel modo seguente:

$$K_{p-w} = \frac{\cos(\omega) + \sqrt{\cos(\omega)^2 - \cos(\varphi)^2}}{\cos(\omega) - \sqrt{\cos(\omega)^2 - \cos(\varphi)^2}}$$

si ricava il coefficiente di riduzione delle molle orizzontali per la presenza della scarpata dal rapporto dei due coefficienti di spinta passiva appena descritti:

$$\eta = \frac{K_{p-w}}{K_p}$$

Tale coefficiente di riduzione viene applicato fino ad una quota di 5 m dal piano di posa della fondazione. Per profondità superiori l'inclinazione della scarpata viene considerata ininfluyente ai fini del calcolo della rigidezza delle molle orizzontali del terreno.

A questo punto, nel caso di comportamento granulare del terreno, il valore della rigidezza  $K_{orizz}$  della molla orizzontale alla generica profondità  $z$  risulterà pari a

$$K_{orizz}(z) = \eta \cdot E(z) \cdot d = \eta \cdot k_{hi} \cdot z \cdot d \quad \left[ \frac{kN}{m} \right]$$

dove  $d$  è il diametro del palo o del micropalo di fondazione.

Nel caso di comportamento coesivo dei terreni, il modulo elastico del terreno viene calcolato con la seguente formula:

$$E_{coesivo} = 400 \cdot c_u \quad [kPa]$$

dove  $c_u$  rappresenta la coesione non drenata minima del terreno considerato. In questo caso il valore della rigidezza della molla è costante con la profondità ed è soggetto anch'esso alla riduzione dovuta all'eventuale inclinazione della scarpata.

In questo caso il valore della rigidezza della molla risulterà pari a

$$K_{orizz\_coesivo} = \eta \cdot E_{coesivo} \cdot d \quad \left[ \frac{kN}{m} \right]$$

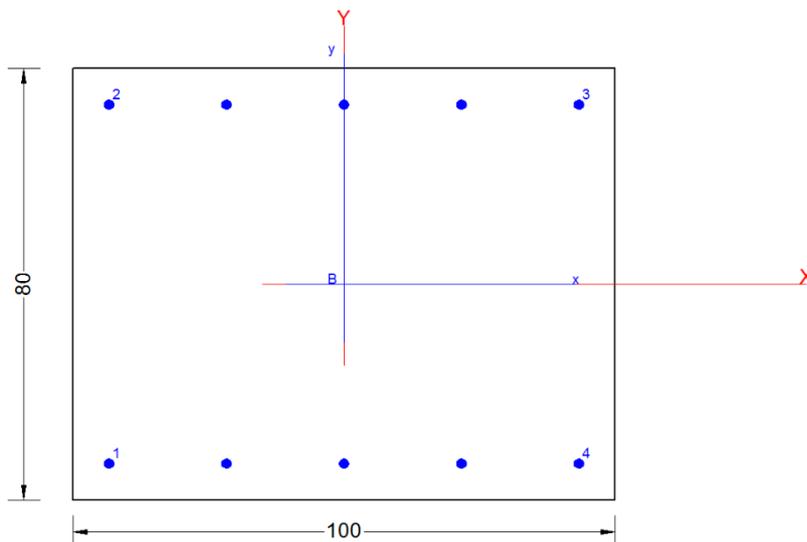
N° concio	Profondità base concio		Comportamento	Modulo di reazione orizzontale medio	Fattore di rigidezza	Coefficiente riduttivo per l'inclinazione della scarpata	Modulo elastico terreno	Rigidezza molle	Coefficiente di sottofondo
	Da testa palo	Da piano campagna			Granulare		Granulare		
[-]	$z_{palo}$ [m]	$z_{ril}$ [m]	-	$K_{h\ medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	T [m]	$\eta$ [-]	$E_{gran}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	k [kN/m]	K [kN/m <sup>3</sup> ]
1	1.00	2.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	34,564	27,651	22121
2	2.00	3.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	50,275	40,220	32176
3	3.00	4.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	65,986	52,789	42231
4	4.00	5.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	81,697	65,358	52286
5	5.00	6.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	97,409	77,927	62341
6	6.00	7.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	113,120	90,496	72397
7	7.00	8.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	128,831	103,065	82452
8	8.00	9.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	144,542	115,633	92507
9	9.00	10.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	160,253	128,202	102562
10	10.00	11.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	175,964	140,771	112617
11	11.00	12.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	191,675	153,340	122672
12	12.00	13.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	207,386	165,909	132727
13	13.00	14.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	223,097	178,478	142782
14	14.00	15.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	238,808	191,046	152837
15	15.00	16.20	Granulare	15,711	2.09	1.000	254,519	203,615	162892

## 12 VERIFICHE STRUTTURALI

### 12.1 SOLLECITAZIONI PARAMENTO

TABLE: Section Cut Forces - Design						
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V3	M2
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
SCUT_BASE MURO	INV_SLU	Combination	Max	226.53	101.85	287.69
SCUT_BASE MURO	INV_SLU	Combination	Min	167.80	-137.13	-354.06
SCUT_BASE MURO	INV.SLE	Combination	Max	167.80	15.99	15.25
SCUT_BASE MURO	INV.SLE	Combination	Min	167.80	-38.61	-61.03

### 12.2 VERIFICHE PARAMENTO



#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-40.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	-40.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.3	-33.3	20
2	-43.3	33.3	20
3	43.3	33.3	20
4	43.3	-33.3	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione

N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	226.53	287.00	0.00	0.00	0.00
2	167.80	-354.06	0.00	0.00	0.00

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	167.80	-61.03	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.7 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	226.53	287.00	0.00	226.45	520.38	0.00	1.81	31.4(24.0)
2	S	167.80	-354.06	0.00	167.72	-500.47	0.00	1.41	31.4(24.0)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

**Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore**

COMMESSA IN0W LOTTO 00 CODIFICA R 26 DOCUMENTO CL MU 00 0 0 002 REV. B FOGLIO 39 di 57

Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	40.0	-0.00014	43.3	33.3	-0.03637	-43.3	-33.3
2	0.00350	-50.0	-40.0	-0.00025	-43.3	-33.3	-0.03748	43.3	33.3

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000543894	-0.018255778	----	----
2	0.000000000	-0.000559136	-0.018865435	----	----

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.94	50.0	-40.0	-14.0	21.7	33.3	1450	15.7

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00008	0	0.500	20.0	57	0.00004 (0.00004)	508	0.021 (0.20)	-567.91	0.00

**VERIFICA A TAGLIO**

**SEZIONE**

bw = 100 cm

$$\begin{aligned}
 h &= 82 && \text{cm} \\
 c &= 6.2 && \text{cm} \\
 d &= h-c &= & 75.8 \quad \text{cm}
 \end{aligned}$$

**MATERIALI**

$$\begin{aligned}
 f_{ywd} &= 391.30 && \text{MPa} \\
 R_{ck} &= 37 && \text{MPa} \\
 g_c &= 1.5 \\
 f_{ck} &= 0.83 \times R_{ck} &= & 30.71 \quad \text{MPa} \\
 f_{cd} &= 0.85 \times f_{ck} / g_c &= & 17.40 \quad \text{MPa}
 \end{aligned}$$

**ARMATURE A TAGLIO**

$$\begin{aligned}
 \varnothing_{st} &= 12 \\
 \text{braccia} &= 5 \\
 \varnothing_{st2} &= 0 \\
 \text{braccia} &= 0 \\
 \text{passo} &= 40 && \text{cm} \\
 (A_{sw} / s) &= 14.137 && \text{cm}^2 / \text{m} \\
 a &= 90 && ^{\circ} (90^{\circ} \text{ staffe verticali})
 \end{aligned}$$

$$V_{Rsd} = 943.47 \quad (\text{KN})$$

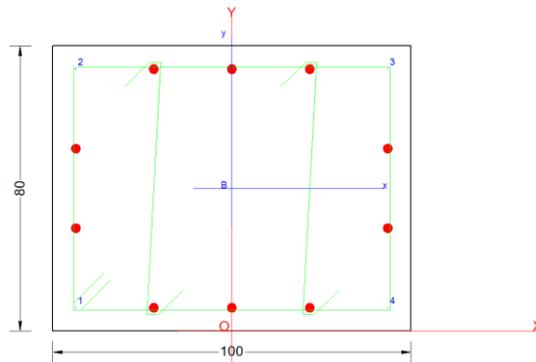
$$V_{Rcd} = 2046.87 \quad (\text{KN})$$

$$V_{Rd} = 943 \quad (\text{KN}) \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

### 12.3 SOLLECITAZIONI CORDOLO

SLU/SLV								SLE							
MAX	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	MAX	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
	307.63	317.73	65.48	121.72	198.34	298.89	90_Max - St_0.0-INV_SLU		-201.43	-37.50	6.72	12.46	0.09	17.04	88_Max - St_0.0-INV_SLE
-20.58	534.17	91.88	253.54	198.34	64.53	200_Max - St_0.6-INV_SLU	-355.78	159.13	35.06	31.84	-0.06	11.93	89_Max - St_0.6-INV_SLE		
-3.36	246.65	94.02	165.39	175.27	101.29	89_Max - St_0.0-INV_SLU	-410.17	77.03	36.19	26.72	0.58	85.41	200_Max - St_0.6-INV_SLE		
-5.12	480.78	91.43	262.46	150.19	42.42	196_Max - St_0.0-INV_SLU	-355.78	147.13	30.16	31.84	11.44	103.81	89_Max - St_0.0-INV_SLE		
-4.32	368.83	90.13	139.38	243.38	30.50	180_Max - St_0.0-INV_SLU	-355.78	147.13	30.16	31.84	11.44	103.81	89_Max - St_0.0-INV_SLE		
307.63	317.73	65.48	121.72	198.34	298.89	90_Max - St_0.0-INV_SLU	-355.78	-96.56	10.18	9.29	11.44	103.81	201_Max - St_0.6-INV_SLE		
MIN	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	MIN	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
	-2222.80	90.63	-63.45	-117.68	-37.96	-92.14	176_Min - St_0.0-INV_SLU		-2269.86	-37.50	6.72	12.46	0.09	17.04	176_Min - St_0.0-INV_SLE
-1255.85	-189.38	-94.02	-165.39	-25.35	-51.56	201_Min - St_0.0-INV_SLU	-355.78	-159.13	35.06	31.84	-0.06	11.93	201_Min - St_0.0-INV_SLE		
-1255.85	-189.38	-94.02	-165.39	-25.35	-51.56	201_Min - St_0.0-INV_SLU	-410.17	77.03	-36.19	26.72	0.58	85.41	90_Min - St_0.0-INV_SLE		
-2023.17	480.78	-91.43	-262.46	-23.10	-46.86	165_Min - St_0.0-INV_SLU	-1271.70	-159.13	-35.06	-31.84	-10.77	-34.93	201_Min - St_0.0-INV_SLE		
-1255.85	78.60	-67.56	-137.72	-65.88	-66.36	89_Min - St_0.0-INV_SLU	-355.78	147.13	30.16	31.84	-15.72	103.81	165_Min - St_0.0-INV_SLE		
-1482.97	11.13	-65.48	-121.72	-22.14	-401.47	200_Min - St_0.6-INV_SLU	-355.78	-96.56	10.18	9.29	11.44	-64.78	164_Min - St_0.6-INV_SLE		

### 12.4 VERIFICHE CORDOLO



#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C30/37

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-43.5	6.5	1
2	-43.5	73.5	1
3	43.5	73.5	1
4	43.5	6.5	1

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N° Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N° Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N° Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N° Gen. N° Barra Ini. N° Barra Fin. N° Barre Ø

**Relazione di predimensionamento opere di sostegno  
barriere antirumore**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IN0W 00 R 26 CL MU 00 0 0 002 B 42 di 57

1	1	4	3	26
2	2	3	3	26
3	1	2	2	26
4	3	4	2	26

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe e legature: 15.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale  
 N° Legature: 2  
 Diam. Legature: 12

**Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:**

N°Legat.	Barra 1	Barra 2
1	8	5
2	10	7

**Coordinate Barre generate di estremità delle legature:**

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
8	-21.8	73.5
5	-21.8	6.5
10	21.8	73.5
7	21.8	6.5

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-307.63	298.89	198.34	317.73	65.48
2	20.58	64.53	198.34	534.17	91.88
3	3.36	101.29	175.27	246.65	94.02
4	5.12	42.42	150.19	480.78	91.43
5	4.32	30.50	243.38	368.83	90.13
6	-307.63	298.89	198.34	317.73	65.48
7	2222.80	-92.14	-37.96	90.63	-63.45
8	1255.85	-51.56	-25.35	-189.38	-94.02
9	1255.85	-51.56	-25.35	-189.38	-94.02
10	2023.17	-46.86	-23.10	480.78	-91.43
11	1255.85	-66.36	-65.88	78.60	-67.56
12	1482.97	-401.47	-22.14	11.13	-65.48

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	201.43	17.04	0.09
2	355.78	11.93	-0.06
3	410.17	85.41	0.58
4	355.78	103.81	11.44

5	355.78	103.81	11.44
6	355.78	103.81	11.44
7	2269.86	17.04	0.09
8	355.78	11.93	-0.06
9	410.17	85.41	0.58
10	1271.70	-34.93	-10.77
11	355.78	103.81	-15.72
12	355.78	-64.78	11.44

## RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.2 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0 cm

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-307.63	298.89	198.34	-307.41	342.85	225.71	1.14	31.9(14.4)
2	S	20.58	64.53	198.34	20.36	175.06	533.27	2.69	26.6(13.4)
3	S	3.36	101.29	175.27	3.14	265.35	458.51	2.62	31.9(14.7)
4	S	5.12	42.42	150.19	4.87	152.38	541.51	3.60	26.6(13.7)
5	S	4.32	30.50	243.38	4.33	74.39	585.91	2.41	31.9(13.1)
6	S	-307.63	298.89	198.34	-307.41	342.85	225.71	1.14	31.9(14.4)
7	S	2222.80	-92.14	-37.96	2222.99	-988.09	-405.80	10.72	21.3(13.4)
8	S	1255.85	-51.56	-25.35	1255.80	-757.22	-374.50	14.70	26.6(13.4)
9	S	1255.85	-51.56	-25.35	1255.80	-757.22	-374.50	14.70	26.6(13.4)
10	S	2023.17	-46.86	-23.10	2023.15	-917.28	-456.49	19.61	21.3(13.4)
11	S	1255.85	-66.36	-65.88	1255.89	-622.14	-612.82	9.34	26.6(13.4)
12	S	1482.97	-401.47	-22.14	1482.80	-940.83	-54.82	2.34	26.6(13.4)

## METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00073	0.273	50.0	80.0	0.00053	44.0	74.0	-0.00196	-44.0	6.0
2	0.00082	0.295	50.0	80.0	0.00063	44.0	74.0	-0.00196	-44.0	6.0
3	0.00089	0.314	50.0	80.0	0.00070	44.0	74.0	-0.00196	-44.0	6.0
4	0.00079	0.287	50.0	80.0	0.00060	44.0	74.0	-0.00196	-44.0	6.0
5	0.00070	0.262	50.0	80.0	0.00052	44.0	74.0	-0.00196	-44.0	6.0
6	0.00073	0.273	50.0	80.0	0.00053	44.0	74.0	-0.00196	-44.0	6.0
7	0.00162	0.453	-50.0	0.0	0.00135	-44.0	6.0	-0.00196	44.0	74.0

**Relazione di predimensionamento opere di sostegno  
barriere antirumore**

COMMESSA IN0W      LOTTO 00      CODIFICA R 26      DOCUMENTO CL MU 00 0 0 002      REV. B      FOGLIO 44 di 57

8	0.00132	0.403	-50.0	0.0	0.00107	-44.0	6.0	-0.00196	44.0	74.0
9	0.00132	0.403	-50.0	0.0	0.00107	-44.0	6.0	-0.00196	44.0	74.0
10	0.00159	0.448	-50.0	0.0	0.00132	-44.0	6.0	-0.00196	44.0	74.0
11	0.00143	0.422	-50.0	0.0	0.00118	-44.0	6.0	-0.00196	44.0	74.0
12	0.00116	0.372	-50.0	0.0	0.00091	-44.0	6.0	-0.00196	44.0	74.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c      Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d      Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.      Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000009069	0.000024826	-0.001706404	0.273	0.781
2	0.000023014	0.000008245	-0.000993346	0.295	0.808
3	0.000019533	0.000013721	-0.001179370	0.314	0.832
4	0.000023558	0.000007156	-0.000962889	0.287	0.799
5	0.000025505	0.000003451	-0.000854980	0.262	0.768
6	0.000009069	0.000024826	-0.001706404	0.273	0.781
7	-0.000009704	-0.000036013	0.001135449	0.453	1.000
8	-0.000009580	-0.000032106	0.000840861	0.403	0.944
9	-0.000009580	-0.000032106	0.000840861	0.403	0.944
10	-0.000010931	-0.000034025	0.001042335	0.448	1.000
11	-0.000016082	-0.000025323	0.000625024	0.422	0.968
12	-0.000001428	-0.000040263	0.001085818	0.372	0.905

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:      12 mm  
Diam. Legature:      12 mm  
Passo staffe e legature:      15.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver      S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved      Taglio di progetto [kN] = proiez. di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd      Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]  
Vwd      Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
Dmed      Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw      Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg      Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw      Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast      Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff      Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	320.91	2497.91	543.33	76.4	85.5	1.000	1.000	11.9	20.2(5.1)
2	S	266.66	2592.70	525.03	89.2	75.9	1.000	1.002	8.5	16.7(1.6)
3	S	218.71	2445.26	551.78	88.4	72.4	1.000	1.000	7.0	17.7(2.7)
4	S	227.23	2631.06	520.44	89.5	76.9	1.000	1.000	7.2	16.5(1.4)
5	S	138.76	2732.93	486.57	91.6	78.0	1.000	1.000	4.3	15.1(0.0)
6	S	320.91	2497.91	543.33	76.4	85.5	1.000	1.000	11.9	20.2(5.1)
7	S	71.00	3212.86	667.30	72.2	100.1	1.000	1.163	2.8	26.3(11.2)
8	S	208.35	2995.70	661.90	72.4	99.0	1.000	1.092	8.2	26.0(10.9)
9	S	208.35	2995.70	661.90	72.4	99.0	1.000	1.092	8.2	26.0(10.9)
10	S	429.77	3165.61	654.72	72.3	99.7	1.000	1.149	16.9	25.7(10.7)
11	S	30.13	2987.42	616.31	74.9	95.4	1.000	1.092	1.1	23.4(8.3)
12	S	8.80	3115.97	764.18	73.6	99.9	1.000	1.109	0.3	29.5(14.4)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.37	50.0	80.0	1.6	-44.0	6.0	---	---
2	S	0.50	-50.0	80.0	4.8	44.0	6.0	---	---
3	S	1.23	50.0	80.0	-3.9	-44.0	6.0	347	10.6
4	S	1.62	50.0	80.0	-15.6	-44.0	6.0	712	15.9
5	S	1.62	50.0	80.0	-15.6	-44.0	6.0	712	15.9
6	S	1.62	50.0	80.0	-15.6	-44.0	6.0	712	15.9
7	S	2.72	50.0	80.0	36.9	-44.0	6.0	---	---
8	S	0.50	-50.0	80.0	4.8	44.0	6.0	---	---
9	S	1.23	50.0	80.0	-3.9	-44.0	6.0	347	10.6
10	S	1.81	-50.0	0.0	17.1	44.0	74.0	---	---
11	S	1.67	-50.0	80.0	-16.3	44.0	6.0	529	10.6
12	S	1.05	50.0	0.0	-2.6	-44.0	74.0	1	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 =  $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$  [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00008	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-567.91	0.00
2	S	-0.00045	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	246.81	7.88
3	S	-0.00003	0	0.834	25.5	59	0.00001 (0.00001)	439	0.005 (0.20)	1029.76	7.00
4	S	-0.00009	0	0.833	25.7	59	0.00005 (0.00005)	527	0.025 (0.20)	571.52	62.97
5	S	-0.00009	0	0.833	25.7	59	0.00005 (0.00005)	527	0.025 (0.20)	571.52	62.97
6	S	-0.00009	0	0.833	25.7	59	0.00005 (0.00005)	527	0.025 (0.20)	571.52	62.97
7	S	-0.00045	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	246.81	7.88
8	S	-0.00045	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	246.81	7.88
9	S	-0.00003	0	0.834	25.5	59	0.00001 (0.00001)	439	0.005 (0.20)	1029.76	7.00
10	S	-0.00032	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	257.57	-52.22
11	S	-0.00010	0	0.833	25.5	59	0.00005 (0.00005)	562	0.028 (0.20)	541.91	-82.06
12	S	-0.00002	0	0.826	1.0	60	0.00001 (0.00001)	220	0.002 (0.20)	-913.83	161.33

**RISULTATI DEL CALCOLO A TORSIONE SEMPLICE**

Ai fini delle verifiche a torsione si considerano solo le 4 barre posizionate sugli angoli della sezione

Momento Torcente T<sub>sd</sub> di calcolo: 56800 daNm  
 Momento Torc. Resist. Trdu sez. tubolare conglom.: 156334 daNm  
 Momento Torc. Resist. Trsd sviluppato dalle staffe: 159173 daNm  
 Momento Torc. Resist. Trld delle barre longitudinali: 72754 daNm

### Sezione verificata a torsione semplice

Area Ac del perimetro esterno sezione:	800000	mm <sup>2</sup>
Misura Pc del Perimetro esterno sezione:	3600	mm
Spessore sez. anulare resistente (=Ac/Pc):	222	mm
Area resistente (racchiusa dal perimetro medio):	449383	mm <sup>2</sup>
Misura del Perimetro medio sez. tubolare resist.:	2711	mm
Area Staffe di calcolo:	4.52	cm <sup>2</sup> /m
Staffe progettate:	1 Staffa Ø 12/15	(4.52 cm <sup>2</sup> )
Area barre longitudinali calcolate:	21.24	cm <sup>2</sup>
Barre longitudinali progettate:	4 Ø 26	

### Sezione verificata a taglio-torsione

Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	VRcd	[kN]	2295.00
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	TRcd	[kNm]	848.83
Verifica	βT+βV	[-]	34.96%

## 13 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 13.1 SOLLECITAZIONI AGENTI A TESTA PALO

I valori massimi delle azioni verticali per la combinazione A1+M1+R3 trasmesse al singolo palo di fondazione risultano:

SLU/SLV							
MAX	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
	-1114.07	-48.93	-140.46	0.00	-67.28	-352.06	107_Min - St_1.0-INV_SLU
	-476.52	307.22	148.22	0.00	1119.87	24.43	98_Max - St_1.0-INV_SLU
	159.89	300.69	156.28	0.00	1112.35	-0.28	65_Max - St_1.0-INV_SLU
	-476.38	304.74	146.50	0.00	1121.21	0.00	47_Max - St_1.0-INV_SLU
-857.42	-35.61	-13.40	0.00	-67.26	-365.79	101_Min - St_1.0-INV_SLU	

SLU/SLV							
MAX	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
	-526.08	-48.93	-140.46	0.00	-67.28	-352.06	107_Min - St_1.0-INV_SLU
	-476.52	50.03	148.22	0.00	1119.87	24.43	98_Max - St_1.0-INV_SLU
	159.89	300.69	68.31	0.00	1112.35	-0.28	65_Max - St_1.0-INV_SLU
	-476.38	304.74	146.50	0.00	241.96	0.00	47_Max - St_1.0-INV_SLU
-857.42	-35.61	-13.40	0.00	-67.26	-48.74	101_Min - St_1.0-INV_SLU	

### 13.2 VERIFICHE DELLA CAPACITÀ PORTANTE

#### CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

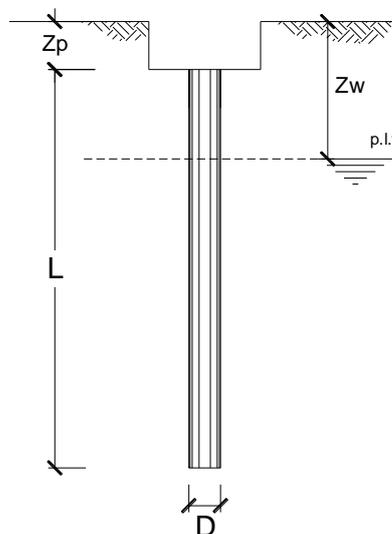
**CANTIERE:** QUADRUPPLICAMENTO BRESCIA

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): **0.80** (m)      Area del Palo (Ap): **0.503** (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): **2.20** (m)      Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): **12.50** (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): **1114.07** (kN)      Carico Assiale variabile (Q): **0** (kN)  
 Numero di strati **1**      Lpalo = **15.00** (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	<b>1.00</b>	<b>0.00</b>	<b>1.35</b>	<b>1.15</b>	<b>1.25</b>



n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	≥10	T.A.	prog.				
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	<b>1.00</b>
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	<b>1.00</b>

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' med (kPa)	Φ' med (°)	c <sub>u</sub> med (kPa)
1	15.00	G/S	19.00		30.0	
2						
3						
4						

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
0.50	0.58		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$c_{u min}$ (kPa)
1	15.00	G/S	19.00		30.0	
2						
3						
4						

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.50	0.58		

**RISULTATI**

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	15.00	G/S	1925.6	9.27	0.00	2592.6	1303.2	1925.6	9.27	0.00	2592.6	1303.2
2												
3												
4												

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 1114.1 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

$$\text{base } R_{b,cal med} = 1303.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal med} = 1925.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal med} = 3228.8 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

$$\text{base } R_{b,cal min} = 1303.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal min} = 1925.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal min} = 3228.8 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = 766.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 1132.7 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1899.3 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1552.8 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.39$$

Si verifica anche che:

$$R_{c,cal,LAT}/1,25 > N_{ag}$$

dove  $R_{c,cal,LAT}$  è la resistenza laterale di calcolo e  $N_{ag}$  è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE):

$$R_{c,cal,LAT}/1,25 = 1540.48 \text{ kN} > N_{ag} = 526.08 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta.}$$

Dalle verifiche risulta che il micropalo della lunghezza prevista risulta idoneo a resistere a tutti i carichi trasmessi.

### 13.3 VERIFICHE AL CARICO LIMITE ORIZZONTALE

I valori caratteristici delle azioni orizzontali per la combinazione A1+M1+R3 trasmesse al singolo palo di fondazione per il taglio massimo ottenuto, risulta:

$$V_{sd,max} = 307.22 \text{ kN}$$

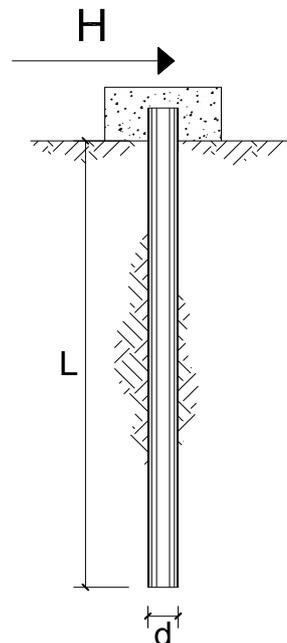
#### 13.3.1 Capacità portante orizzontale – condizioni non drenate

#### CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SUD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	T.A.	prog.						
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00	1.40

Palo corto: 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

C25/30

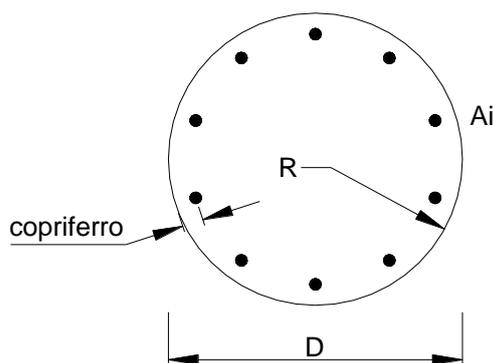
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_C$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C = 14.17$  (Mpa)



**Acciaio**

tipo di acciaio

B450C

$f_{yk}$  = 450 (Mpa)

$\gamma_S$  = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391.3$  (Mpa)

$E_s$  = 206000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.190%

$\epsilon_{uk}$  = 10.000%

**Armature**

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
30	$\phi$ 24	13572	82
	$\phi$ 0	0	80
0	$\phi$ 0	0	30

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 1334.3$  (kN m)

Inserisci

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	15.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.80	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	1334.30	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med}$ =	30.00	(°)	$\varphi'_{min}$ =	30.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	30.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	30.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1+\sin\varphi')/(1-\sin\varphi')$ )	$k_{p,med}$ =	3.00	(-)	$k_{p,min}$ =	3.00 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma$ =	19.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	307	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 15390.00 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 15390.00 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 5218.95 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 5218.95 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 1031.35 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 1031.35 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 1031.35 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 1031.35 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 606.68 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 466.68 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 307.22 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.52$$

La verifica è soddisfatta.

## 13.4 CEDIMENTO PALI

### CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

**OPERA:** QUADRUPPLICAMENTO BRESCIA-MURO di MITIGAZI

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 0.80 (m)  
 Carico sul palo (P): 1114.1 (kN)  
 Lunghezza del Palo (L): 15.00 (m)  
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 15.00 (m)  
 Modulo di Deformazione (E): 35.00 (MPa)  
 Numero di pali della Palificata (n): 1 (-)  
 Spaziatura dei pali (s): 2.4 (m)

**CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:**

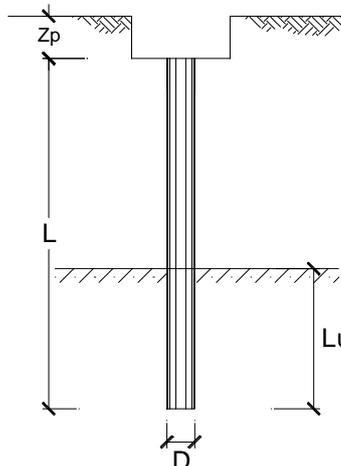
$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile}$$

Coefficiente di forma

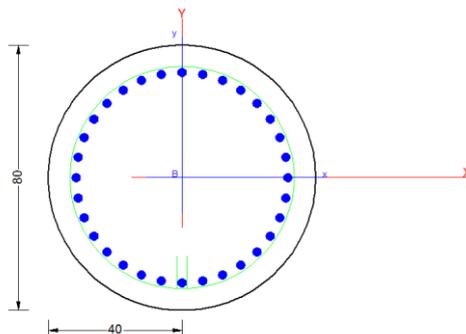
$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.77 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile} = 3.76 \text{ (mm)}$$



## 14 VERIFICHE STRUTTURALI DELLA SEZIONE



### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti disposte lungo la circonferenza  
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	31.7	32	26

### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm  
Passo staffe: 10.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-159.89	912.00	-0.28	300.69	156.28
2	489.08	1068.00	0.67	307.22	148.22
3	-109.64	529.99	176.95	0.09	250.68
4	-147.33	1068.00	9.40	172.91	116.02
5	514.21	842.25	186.24	67.17	232.53
6	1302.51	0.10	0.00	-0.11	-0.71
7	808.00	-56.87	-6.50	-52.16	-179.67
8	1164.32	-406.65	-34.83	-8.62	-318.34

**Relazione di predimensionamento opere di sostegno  
barriere antirumore**

COMMESSA IN0W      LOTTO 00      CODIFICA R 26      DOCUMENTO CL MU 00 0 0 002      REV. B      FOGLIO 54 di 57

9	620.00	-1004.58	-51.93	0.02	-232.59
10	857.42	-906.90	-365.79	-35.61	-97.38

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	400.51	238.21	-10.76
2	413.07	305.02	9.74
3	413.07	305.02	9.74
4	460.98	305.18	-0.24
5	448.42	240.41	48.74
6	714.52	238.21	-10.76
7	413.07	305.02	9.74
8	413.07	305.02	9.74
9	460.98	-78.87	-0.24
10	448.42	240.41	-48.74

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	-159.89	912.00	-0.28	-159.91	1159.79	-0.36	1.27	169.9(15.1)
2	S	489.08	1068.00	0.67	488.78	1273.08	0.80	1.19	169.9(15.1)
3	S	-109.64	529.99	176.95	-109.43	1110.79	370.87	2.10	169.9(15.1)
4	S	-147.33	1068.00	9.40	-147.35	1162.03	10.23	1.09	169.9(15.1)
5	S	514.21	842.25	186.24	514.33	1247.48	275.85	1.48	169.9(15.1)
6	S	1302.51	0.10	0.00	1302.50	1374.91	0.00	999.00	169.9(15.1)
7	S	808.00	-56.87	-6.50	807.85	-1321.12	-151.00	23.23	169.9(15.1)
8	S	1164.32	-406.65	-34.83	1164.45	-1378.52	-118.07	3.39	169.9(15.1)
9	S	620.00	-1004.58	-51.93	619.79	-1294.72	-66.93	1.29	169.9(15.1)
10	S	857.42	-906.90	-365.79	857.35	-1237.73	-499.23	1.36	169.9(15.1)

**METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

**Relazione di predimensionamento opere di sostegno barriere antirumore**

COMMESSA IN0W LOTTO 00 CODIFICA R 26 DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 002 REV. B FOGLIO 55 di 57

Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00152	0.0	40.0	0.00111	0.0	31.7	-0.00196	0.0	-31.7
2	0.00175	0.0	40.0	0.00132	0.0	31.7	-0.00196	0.0	-31.7
3	0.00154	12.7	40.0	0.00113	12.1	29.3	-0.00196	-12.1	-29.3
4	0.00152	0.4	40.0	0.00112	0.0	31.7	-0.00196	0.0	-31.7
5	0.00176	8.6	39.2	0.00133	6.2	31.1	-0.00196	-6.2	-31.1
6	0.00200	0.0	40.0	0.00155	0.0	31.7	-0.00190	0.0	-31.7
7	0.00187	-4.5	40.0	0.00142	-6.2	-31.1	-0.00196	6.2	31.1
8	0.00200	-3.4	40.0	0.00154	0.0	-31.7	-0.00195	0.0	31.7
9	0.00180	-2.1	-40.0	0.00136	0.0	-31.7	-0.00196	0.0	31.7
10	0.00189	-15.0	39.2	0.00144	-12.1	-29.3	-0.00196	12.1	29.3

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000000015	0.000048427	-0.000421371	----	----
2	0.000000032	0.000051716	-0.000317114	----	----
3	0.000015449	0.000046271	-0.000413956	----	----
4	0.000000427	0.000048490	-0.000419376	----	----
5	0.000011196	0.000050632	-0.000313051	----	----
6	0.000000000	0.000054410	-0.000176402	----	----
7	-0.000006076	-0.000053158	-0.000266206	----	----
8	-0.000004708	-0.000054965	-0.000206635	----	----
9	-0.000002707	-0.000052374	-0.000296250	----	----
10	-0.000020052	-0.000049715	-0.000257260	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe: 10 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	300.64	885.46	768.96	59.9  50.0	72.5	2.500	1.000	6.1	15.7(0.0)
2	S	307.31	927.60	752.75	59.6  49.0	72.6	2.500	1.069	6.4	15.7(0.0)
3	S	79.47	883.82	769.64	59.9  50.0	72.5	2.500	1.000	1.6	15.7(0.0)
4	S	173.92	885.06	768.69	59.9  50.0	72.5	2.500	1.000	3.6	15.7(0.0)
5	S	115.79	929.87	752.40	59.6  49.0	72.6	2.500	1.072	2.4	15.7(0.0)

6	S	0.11	1000.09	736.86	59.6	48.0	72.2	2.500	1.183	0.0	15.7(0.0)
7	S	72.23	956.43	748.93	59.6	48.6	72.4	2.500	1.114	1.5	15.8(0.0)
8	S	35.76	988.25	742.33	59.6	48.1	72.3	2.500	1.164	0.8	15.8(0.0)
9	S	11.99	939.46	751.09	59.6	48.8	72.5	2.500	1.087	0.3	15.7(0.0)
10	S	69.45	960.85	745.44	59.6	48.5	72.4	2.500	1.120	1.5	15.7(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

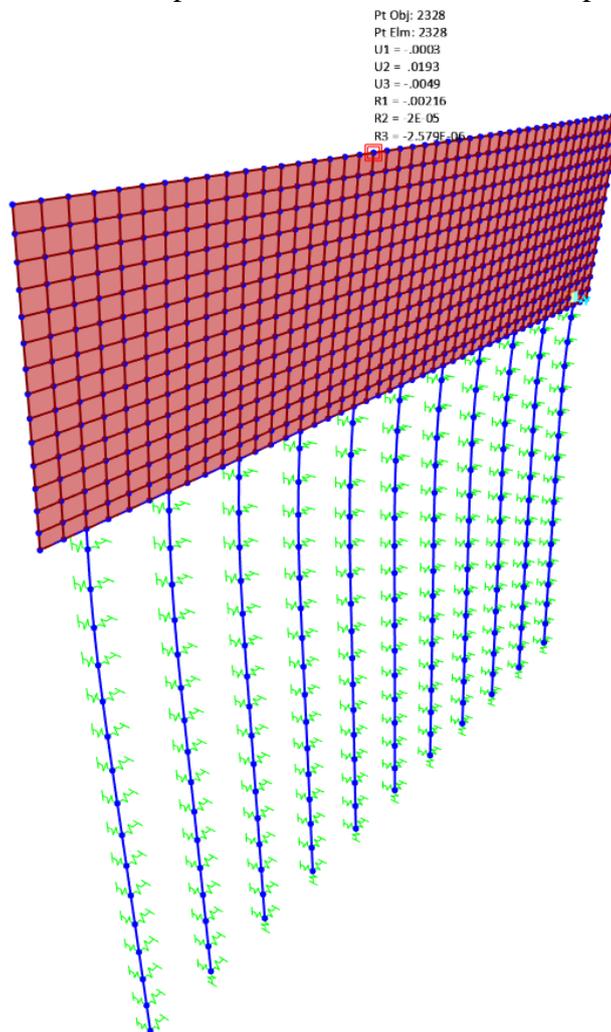
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.15	-1.8	0.0	-52.1	0.0	-31.7	571	31.9
2	S	5.24	1.3	0.0	-72.4	0.0	-31.7	605	37.2
3	S	5.24	1.3	0.0	-72.4	0.0	-31.7	605	37.2
4	S	5.27	0.0	0.0	-69.7	0.0	-31.7	591	37.2
5	S	4.29	7.9	0.0	-51.6	-6.2	-31.1	555	26.5
6	S	4.33	-1.8	0.0	-35.4	0.0	-31.7	427	21.2
7	S	5.24	1.3	0.0	-72.4	0.0	-31.7	605	37.2
8	S	5.24	1.3	0.0	-72.4	0.0	-31.7	605	37.2
9	S	1.60	-0.1	0.0	-3.1	0.0	31.7	257	5.3
10	S	4.29	-7.9	0.0	-51.6	6.2	-31.1	555	26.5

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00033	0	0.500	26.0	70	0.00016 (0.00016)	317	0.050 (0.20)	257.37	-11.63
2	S	-0.00045	0	0.500	26.0	70	0.00022 (0.00022)	310	0.067 (0.20)	246.81	7.88
3	S	-0.00045	0	0.500	26.0	70	0.00022 (0.00022)	310	0.067 (0.20)	246.81	7.88
4	S	-0.00043	0	0.500	26.0	70	0.00021 (0.00021)	308	0.064 (0.20)	251.97	-0.20
5	S	-0.00032	0	0.500	26.0	70	0.00015 (0.00015)	330	0.051 (0.20)	257.57	52.22
6	S	-0.00024	0	0.500	26.0	70	0.00011 (0.00011)	327	0.035 (0.20)	311.94	-14.09
7	S	-0.00045	0	0.500	26.0	70	0.00022 (0.00022)	310	0.067 (0.20)	246.81	7.88
8	S	-0.00045	0	0.500	26.0	70	0.00022 (0.00022)	310	0.067 (0.20)	246.81	7.88
9	S	-0.00003	0	0.500	26.0	70	0.00001 (0.00001)	452	0.004 (0.20)	-576.81	-1.76
10	S	-0.00032	0	0.500	26.0	70	0.00015 (0.00015)	330	0.051 (0.20)	257.57	-52.22

Dal modello FEM realizzato si ricava lo spostamento massimo atteso nel punto di controllo allo SLD.



$$d = 0.0193 \text{ m} < 0.02 \text{ m} \text{ Verificato}$$

## 16 ARMATURE E INCIDENZE

Elemento	Area [mc]	Lato	Armatura longitudinale	Armatura di ripartizione	Spilli	Sommano [kg]	Incidenza di progetto [kg/m <sup>3</sup> ]
			Peso [kg]				
ELEVAZIONE	5.25	Terra	98.64	28.42	92.35	346.46	100
		Scavo	98.64	28.42			
CORDOLO	0.80		58.35	21.31	18.65	98.31	130

Elemento	Diametro [m]	Armatura verticale				Armatura a taglio			Incidenza di progetto [kg/m <sup>3</sup> ]
		Gabbia	Diametro [mm]	N°	L [m]	Diametro [mm]	Passo [m]	Peso [kg]	
Pali	0.8	Gabbia 1	26	32	8	10	0.10	1578.56	230
		Gabbia 2	20	16	7	10	0.20		