

S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LOVERO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO)**

PROGETTO ESECUTIVO

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p>SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p>ARKE' INGENGERIA s.r.l. Via Immacolata Teresa Trapani n. 2 - 70139 Bari</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	GEOLOGO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	 <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	 <p>Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERI</p>	 <p>Ing. Gaetano RANIERI</p>

EB14

E - AMBIENTE, PAESAGGIO E TERRITORIO
EB - BARRIERE ACUSTICHE
FONDAZIONI BARRIERE FONOASSORBENTI - RELAZIONE

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	EB14 - T01IA02AMBRE02_B.dwg			
M 1 3 2 4	E	1 8 0 1		B	
CODICE ELAB.		T01IA02AMBRE02			
C					
B	REVISIONE PER ISTRUTTORIA ANAS	FEBBRAIO 2020	ING. R. VAIRA	PROF. ING. VITTORIO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMISSIONE	SETTEMBRE 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. FABRIZIO BAJETTI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	GENERALITÀ	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	Caratteristiche calcestruzzo armato ordinario	5
3.2	Caratteristiche di resistenza armature ordinarie per tirafondi	5
3.3	Caratteristiche acciaio carpenteria.....	5
3.4	Caratteristiche di durabilità e copriferri.....	5
4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	5
5	ANALISI DEI CARICHI.....	6
5.1	Peso delle barriere fonoassorbenti.....	6
5.2	Parametri sismici per il calcolo dei muri	6
5.3	Azioni dovute ai carichi da traffico.....	8
5.4	Spinta “attiva” del terrapieno in condizioni statiche	8
5.5	Spinta “attiva” della terra in condizioni sismiche.....	9
5.6	Spinta passiva della terra in condizioni statiche e sismiche.....	9
5.7	Azione del vento sulla barriera.....	9
6	COMBINAZIONI DI CARICHI CONSIDERATE	13
6.1	Azioni sulla struttura in elevazione.....	13
6.2	Azioni sulla struttura di fondazione.....	13
6.3	Combinazioni di carico considerate.....	13
7	BARRIERE FONOASSORBENTI SU PALI IN C.A.	14
7.1	Analisi dei carichi	14
7.1.1	Carichi permanenti.....	14
7.1.2	Carichi variabili	14
7.1.3	Azione del sisma.....	14
7.2	Generalità sulle verifiche geotecniche dei pali di fondazione.....	16
7.2.1	Verifiche di resistenza assiale (verticale)	16
7.2.2	Verifiche di resistenza ai carichi trasversali (orizzontali).....	18
7.3	Sollecitazioni di progetto	19
7.4	Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione e deformazione del palo.....	20
7.5	Verifica dei pali soggetti a carico verticale.....	25
7.6	Pali soggetti a carico orizzontale - Verifica di resistenza del terreno	27
7.7	Verifica strutturale del palo.....	27
7.8	Verifica delle tensioni di aderenza tra il profilo heb160 e il calcestruzzo	27
8	BARRIERE FONOASSORBENTI SU SCATOLARE IN C.A.	29
8.1.1	Carichi permanenti.....	29
8.1.2	Carichi variabili	29
8.1.3	Azione del sisma.....	29
8.2	Sollecitazioni di progetto	30
8.3	Modello FEM	31
8.4	Verifica dei tirafondi	34
8.5	Verifica a rifollamento della piastra di base	36
9	SOTTOSCRIZIONE DELL’ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.....	37

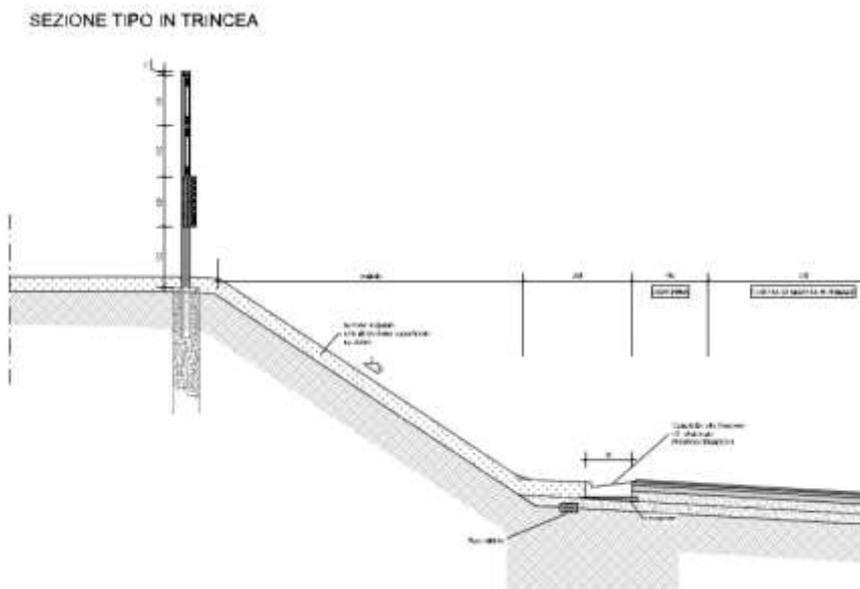


FIGURA 2: BARRIERA FONOASSORBENTE IN TRINCEA CON FONDAZIONE SU PALI

CASO C: barriera fonoassorbente su scatolare in C.A.

La barriera fonoassorbente è fissata allo scatolare in C.A. sottostante mediante una piastra di base con tirafondi.

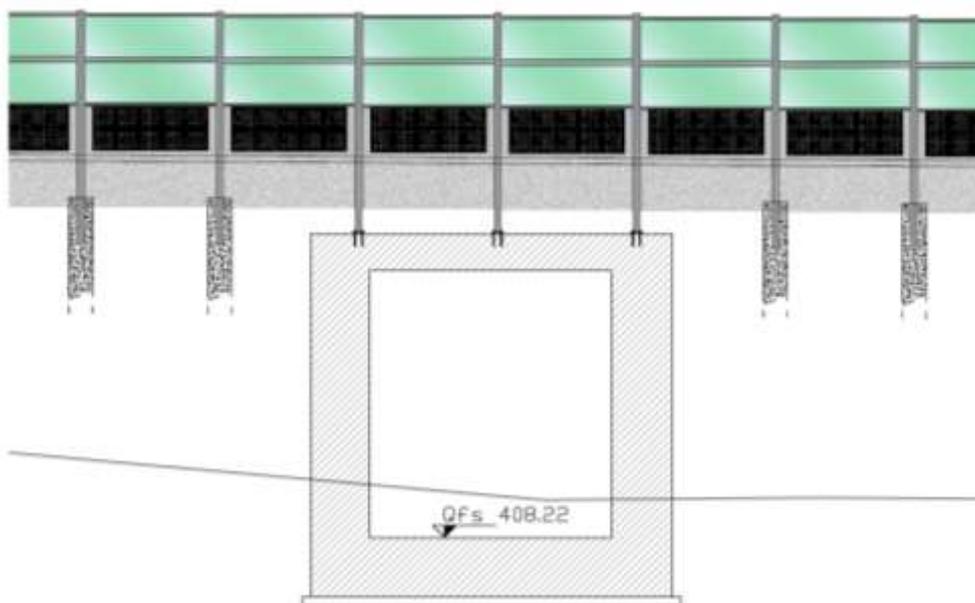


FIGURA 3: BARRIERA FONOASSORBENTE SU SCATOLARE IN C.A.

Le dimensioni tipologiche delle fondazioni sono calcolate per le massime altezze di barriera fonoassorbente.

I calcoli della presente relazione sono svolti usando il programma Microsoft Excel su elaboratore con sistema operativo Windows 10.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

NORME ITALIANE ED EUROPEE

- Legge 05/11/1971 n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche.
- Legge 02/02/1974, n.64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare n. 7 C.S.LL.PP. del 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni»”.
- UNI EN 206-1:2001 – Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI 11104:2004 – Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1.
- UNI EN 1317-1:2000 – Barriere di sicurezza stradali – Terminologia e criteri generali per i metodi di prova.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Mueller-Breslau (1906) “*Erddruck anf Stuetzmannern*”, ed. Kroener
- Okabe S. (1926) “*General theory of earth pressure*”, Journal of Japanese Society of Civil engineers, Vol.12, No.1
- Mononobe N., Matuo H.(1929) “*On the determination of earth pressure during earthquakes*”, Proc. World Engineering Conference, vol. 9.
- Brinch-Hansen J. (1970) “*A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*”. Bull. n°28 - Danish Geotechnical Institute - Copenhagen.
- Vesic A.S. (1975) “*Bearing capacity of shallow foundations*”, Foundation Engineering Handbook edited by Winterkorn H.F. & Fang H.Y., Van Nostrand Reinhold Company.
- Bowles J.E. (1996) “*Foundation Analysis and Design*”, 5° edizione, McGraw-Hill.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO

- Classe calcestruzzo: C25/30
- Peso specifico: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$
- Resist. di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 25 / 1.5 = 14.17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.27 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 1.62 \text{ N/mm}^2$

3.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA ARMATURE ORDINARIE PER TIRAFONDI

- Acciaio tipo: B450C
- Tensione di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$

3.3 CARATTERISTICHE ACCIAIO CARPENTERIA

- Acciaio tipo: S355
- Tensione di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$

3.4 CARATTERISTICHE DI DURABILITÀ E COPRIFERRI

Le caratteristiche minime di resistenza per la durabilità e i copriferri vengono definiti in accordo con UNI EN 206-1 e Circ. n.617 del 02/02/2009.

- Classe di esposizione: XC2 (amb. ordinario)
- Copriferro minimo per la durabilità: $c_{min} = 25 \text{ mm}$
- Scostamento di progetto: $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$
- Copriferro nominale: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ $c_{nom} = 35 \text{ mm}$ (si assume 40 mm)

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rilevato stradale:

- peso specifico apparente: $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico efficace saturo: $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\varphi = 35^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0$
- coefficiente di spinta attiva: $K_a = 0.271$
- coefficiente di spinta passiva: $K_p = 3.690$
- inclinazione terrapieno a monte: $\varepsilon = 0$
- inclinazione scarpata a valle: $\beta = -33.69^\circ$ (3:2)
- coefficiente di reazione laterale: $K_h = \frac{\beta \cdot Z}{D} = 3.2 \text{ Z MN/m}^3$ in cui:

Z (m): profondità dal p.c.
 D (m): diametro del palo
 β : coefficiente come da tabella seguente

	Coefficiente β [MN/m ³]	
	Secco / umido	Saturo
Sabbia soffice (Dr < 30%)	2.24	1.24
Sabbia media (30 < Dr < 70%)	6.72	4.48
Sabbia e ghiaia (Dr > 70%)	17.92	10.88

Terreno in situ (depositi morenici) e terreno in trincea:

- peso specifico apparente: $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico efficace saturo: $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\varphi = 33^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0 \text{ kN/m}^2$
- coefficiente di spinta attiva: $K_a = 0.295$
- coefficiente di spinta passiva: $K_p = 3.392$

Si considera che il livello di falda sia a profondità tale da non interferire con le opere in progetto.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO DELLE BARRIERE FONOASSORBENTI

Il peso proprio per tutte le barriere è assunto pari a 0.70 kN/m².

5.2 PARAMETRI SISMICI PER IL CALCOLO DEI MURI

La determinazione delle azioni sismiche viene effettuata secondo NTC 2018; l'analisi è condotta secondo il metodo pseudo-statico.

Si assume il valore dell'accelerazione massima su suolo rigido massima dell'intero progetto con:

- Vita nominale: $V_N = 50$ anni
- Classe: II: Affollamento normale. Assenza di funzioni pubbliche e sociali...
- Coefficiente d'uso: $C_u = 1$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV})=10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV})= - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1423 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Le azioni sismiche sono calcolate nelle seguenti coordinate geografiche:

LAT 46.2163°

LON 10.1689°

La classe del sottosuolo è la B. Si assume un fattore di struttura q pari a 1.0 e quindi non sono necessarie verifiche di gerarchia delle resistenze. Si riportano le schermate dei dati di input del software con i dati inseriti.

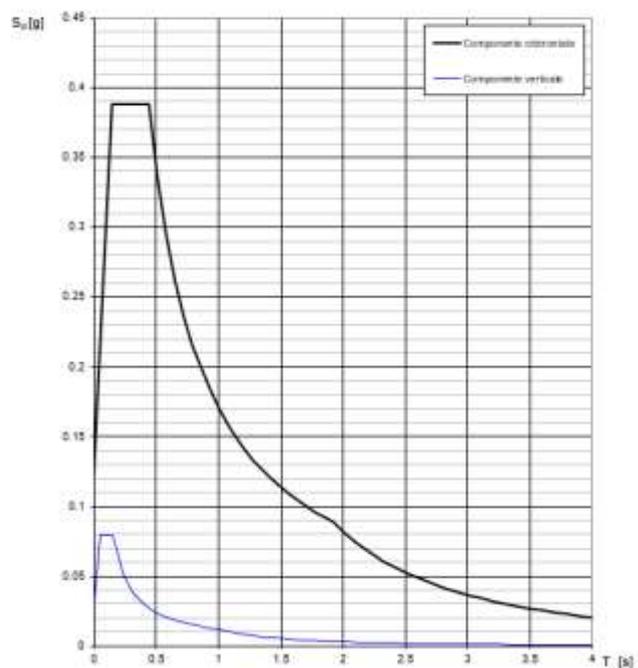
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.081 g
F_0	2.570
T_c^*	0.272 s
S_s	1.500
C_c	1.613
S_T	1.000
q	0.800

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.250
T_B	0.146 s
T_C	0.439 s
T_D	1.923 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Per i valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, si ottengono i valori:

- $a_g=0.081g$;
- $F_0=2.570$;
- $T_c^*=0.272$ s

Inoltre, si assume:

- Categoria di sottosuolo: C
- Coefficiente stratigrafico: $S_s = 1.50$ (SLV)
- Categoria topografica: T1
- Coefficiente di topografia: $S_t = 1$
- Coefficiente riduttivo: $\beta_s = 0.24$ (opere di sostegno che ammettono spostamenti)

Si determinano quindi i coefficienti sismici che interessano tutte le masse:

Accelerazione orizzontale massima: $a_{max} = S_s S_T a_g = 1.5 \times 1.0 \times 0.081g = 0.1215g$

Coefficiente sismico orizzontale: $k_h = 0.24 \times 0.1215g/g = 0.029$

Coefficiente sismico verticale: $k_v = \pm 0.5 \times 0.029 = \pm 0.015$

5.3 AZIONI DOVUTE AI CARICHI DA TRAFFICO

Si considera una pressione distribuita uniforme sul terrapieno a monte (condizioni statiche):

$q = 20 \text{ kN/m}^2$

Il contributo del peso del sovraccarico sul palo viene trascurato.

5.4 SPINTA “ATTIVA” DEL TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

Nella valutazione delle spinte attive in condizioni statiche si tiene conto del contributo stabilizzante dell'attrito terreno/struttura per mezzo di un angolo (δ) pari a:

$$\delta = 17.5^\circ \quad (\delta/\varphi = 0.5)$$

Si assume che la tipologia dell'opera di sostegno sia tale da consentire che si sviluppi un regime di spinta “attiva” in seguito alla quale viene esercitata una pressione con andamento linearmente crescente con la profondità:

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

Le sollecitazioni esercitate dalla spinta attiva vengono determinate con il metodo di Mueller-Breslau, basato sulla teoria di Coulomb.

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

dove: φ = angolo d'attrito del terreno

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ = angolo d'attrito terreno-parete

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

La spinta del terreno S_t è applicata ad 1/3 dell'altezza dell'opera di sostegno (H) e vale:

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

La pressione costante (P_q) indotta da un carico uniforme (q) applicato a livello del piano campagna risulta:

$$P_q = K_a \times q \times \text{sen } \beta / \text{sen } (\beta + \varepsilon)$$

Cui corrisponde una spinta di intensità pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad H/2.

L'effetto della coesione efficace genera un diagramma uniforme di pressioni negative che nel caso di terrapieno orizzontale sono pari a:

$$P_c = -2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento di spinta indotto si calcola l'altezza critica Z_c che rappresenta l'altezza di scavo “auto-sostenuto”:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c'}{\gamma_t \cdot \sqrt{K_a}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}}{\gamma_t}$$

5.5 SPINTA “ATTIVA” DELLA TERRA IN CONDIZIONI SISMICHE

Nella valutazione delle spinte attive in condizioni sismiche si tiene conto del contributo stabilizzante dell'attrito terreno/struttura per mezzo di un angolo (δ) pari a:

$$\delta = 17.5^\circ \quad (\delta/\phi = 0.5)$$

L'effetto del sisma viene messo in conto mediante un approccio di tipo pseudo-statico con il metodo dell'equilibrio limite.

Nel caso in studio si omette la maggiorazione della spinta dovuta all'acqua libera di muoversi nello scheletro solido in quanto i muri sono impostati fuori falda.

La spinta attiva (componente statica + sismica) viene calcolata con il metodo di Mononobe & Okabe:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2 \cdot K_{as}$$

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \vartheta - \delta) \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \vartheta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Dove (terreno sopra falda): $\vartheta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

Si assume che l'incremento di spinta attiva dovuto al sisma agisca ad $H/3$.

Si nota che il sovraccarico non viene considerato in fase sismica; per il contributo della coesione lo svolgimento è analogo a quello riportato al paragrafo precedente.

5.6 SPINTA PASSIVA DELLA TERRA IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE

Si considera il contributo della spinta passiva come resistenza del terreno.

5.7 AZIONE DEL VENTO SULLA BARRIERA

L'azione del vento viene valutata con l'approccio “statico equivalente” calcolando una pressione uniforme sulla superficie delle barriere.

La direzione del vento si assume orizzontale.

La determinazione dell'azione del vento sui pannelli delle barriere antirumore parte dall'individuazione della cosiddetta *velocità di riferimento* v_{ref} . La velocità di riferimento è definita come il “*valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria*”.

Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno T_r pari a 50 anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%.

Le zone in cui è suddiviso il territorio nazionale sono riportate nella seguente figura.



FIGURA 4: MAPPA DELLE ZONE IN CUI È SUDDIVISO IL TERRITORIO NAZIONALE

La determinazione della velocità di riferimento è effettuata dai dati forniti dalla Tabella 3.3.I seguente.

Zona	Descrizione	$V_{b,0}$	a_0 (m)	k_a (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino, Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia-Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

TABELLA 3.3.I – NTC 2018

In funzione dell'altezza del sito su cui sorge la costruzione sul livello del mare (a_s) si ha:

$$V_{ref} = V_{ref,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$V_{ref} = V_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

La pressione cinetica di riferimento q_b è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot v_b^2 \quad (\text{N/m}^2)$$

La pressione del vento p è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

in cui:

$c_p = 1.2$ è il coefficiente di forma (tettoie e pensiline isolate verticali).

$c_d = 1$ è il coefficiente dinamico

c_e è il coefficiente di esposizione, calcolato come nel seguito.

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito; si calcola con la formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

I parametri k_r , z_0 e z_{\min} sono dati dalla tabella 3.3.II seguente in funzione della classe di rugosità del terreno determinata dalla tabella 3.3.III e della categoria di esposizione del sito della figura 3.3.2.

Nelle fasce entro i 30 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

TABELLA 3.3.II – NTC 2018

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una barriera antirumore possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla struttura di mitigazione acustica per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della barriera antirumore. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

TABELLA 3.3.III – NTC 2018

FONDAZIONI BARRIERE FONASSORBENTI – RELAZIONE DI CALCOLO

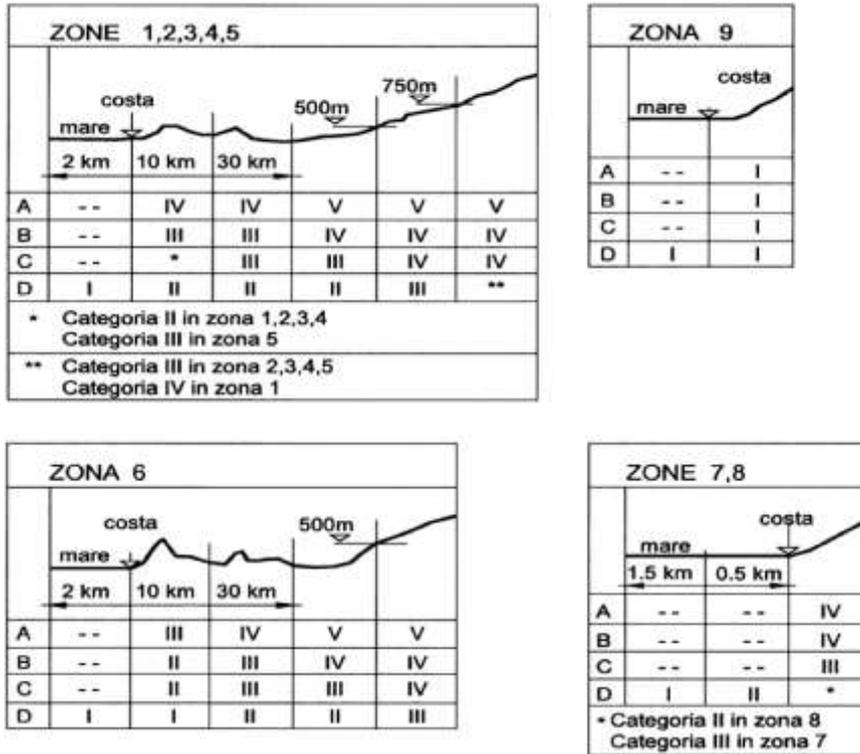


FIGURA 4: FIGURA 3.3.2 – NTC 2018

Il coefficiente di topografia si assume pari a: $c_t = 1$.

Concludendo, la pressione del vento assunta nei calcoli è determinata in funzione dell'altezza della barriera (z), considerando:

- Zona: 1
- Classe di rugosità: D
- Categoria di esposizione: III
- Altezza del sito: $a_s < a_0 = 1000$ m
- Velocità di riferimento: $v_{b,0} = 25$ m/s
- Pressione di riferimento: $q_b = 390.6$ N/m²
- Coefficienti: $k_r = 0.20$
 $z_0 = 0.10$ m
 $z_{min} = 5$ m
- Coefficiente di forma: $C_p = 1$
- Coefficiente dinamico: $C_d = 1$
- Coefficiente di topografia: $C_t = 1$

CASI A, B e C

- Coefficiente di esposizione: $c_e = 1.7$ (z < 5 m)
- Pressione del vento: $p = 0.8$ kN/m²

L'azione tangenziale del vento viene trascurata.

6 COMBINAZIONI DI CARICHI CONSIDERATE

6.1 AZIONI SULLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

In condizioni statiche, le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- Peso proprio dei muri e delle barriere
- Spinta statica del terreno
- Azione del vento trasversale
- Spinta statica dovuta dal sovraccarico stradale

In condizioni sismiche, le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- Peso proprio dei muri e delle barriere
- Spinta statica del terreno e incremento sismico della spinta
- Azioni dovute al sisma sulle masse strutturali dell'elevazione

6.2 AZIONI SULLA STRUTTURA DI FONDAZIONE

In condizioni statiche, le azioni sulla struttura di fondazione sono:

- Azioni dalla struttura in elevazione, con i criteri descritti al paragrafo precedente
- Peso proprio del plinto di fondazione e del terreno sullo stesso
 - Spinta statica del terreno
 - Azione del vento trasversale
 - Spinta statica dovuta dal sovraccarico stradale

In condizioni sismiche, le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- Peso proprio del plinto di fondazione e del terreno portato dallo stesso
 - Spinta statica del terreno e incremento sismico della spinta
 - Azioni dovute al sisma sulle masse strutturali e sul terreno portato

6.3 COMBINAZIONI DI CARICO CONSIDERATE

Le azioni sono combinate con i coefficienti parziali indicati nella seguente tabella.

Combinazioni SLE	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizzontale
Rara 1	1	0.75	1	0
Rara 2	1	1	0.6	0
Freq 1	1	0	0.2	0
Freq 2	1	0.75	0	0

Combinazioni STR/GEO (A1+M1+R3)	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizzontale
SLU 1	1.3	1.125	1.5	0
SLU 2	1.3	1.5	0.9	0
SIS 1	1	0	0	1

7 BARRIERE FONOASSORBENTI SU PALI IN C.A.

Si effettua la verifica della sezione in rilevato perché risulta più gravosa di quella in trincea.

7.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi seguenti sono riferiti a una larghezza pari all'interasse dei pali $l = 3.00$ m.

7.1.1 CARICHI PERMANENTI

- Peso barriera: $g_1 = 0.70 \times 3.00 \times 3.00 = 6.3$ kN
- Peso pannello in cls.: $g_2 = 25 \times 0.10 \times 2.20 \times 3.00 = 16.50$ kN
- Spinta del terreno sul pannello in cls. = $19 \times 0.271 \times 1.20^2 / 2 \times 3.00 = 11.12$ kN

La spinta statica del terreno sul pannello in C.A. genera un momento rispetto alla testa del palo pari a:

$$M = 11.12 \times 1.20/3 = 4.45 \text{ kNm}$$

7.1.2 CARICHI VARIABILI

- Vento trasversale: $q_1 = 0.8 \times 4.20 \times 3.00 = 10.08$ kN
- Spinta del sovraccarico sul pannello in cls.: $q_2 = 20 \times 0.271 \times 1.2 \times 3.00 = 19.51$ kN

L'azione del vento sul pannello in C.A. genera un momento rispetto alla testa del palo pari a:

$$M = 10.08 \times 4.20/2 = 21.17 \text{ kNm}$$

La spinta del sovraccarico da traffico sul pannello in C.A. genera un momento rispetto alla testa del palo

pari a:

$$M = 19.51 \times 1.20/2 = 11.71 \text{ kNm}$$

7.1.3 AZIONE DEL SISMA

L'azione del sisma viene applicata considerando l'inerzia sismica della barriera, ovvero la propria massa moltiplicata per l'accelerazione al suolo.

La massa della barriera è pari a 630 kg, pertanto la forza sismica da applicare è pari a $630 \text{ kg} \times 0.081g = 510.30 \text{ N} = 0.51 \text{ kN}$.

Tale forza è posizionata nel centro della barriera con una distanza rispetto alla testa del palo di 2.70 m, quindi il momento generato dalla medesima è pari a $0.51 \text{ kN} \times 2.70 \text{ m} = 1.38 \text{ kNm}$.

La massa del pannello in CLS è pari a 1650 kg, pertanto la forza sismica da applicare è pari a $1650 \text{ kg} \times 0.081g = 1336.50 \text{ N} = 1.34 \text{ kN}$.

FONDAZIONI BARRIERE FONOASSORBENTI – RELAZIONE DI CALCOLO

Tale forza è posizionata nel centro del pannello con una distanza rispetto alla testa del palo di 0.60 m, quindi il momento generato dalla medesima è pari a $1.34 \text{ kN} \times 0.60 \text{ m} = 0.80 \text{ kNm}$.

Segue un riepilogo di tutte le sollecitazioni considerate nella verifica dei pali.

Sollecitazioni Verticali N	Valore	Coefficiente Parziale γ SLU	Coefficiente Parziale γ SLE Rara	Coefficiente Parziale γ SLE Frequente	Coefficiente Parziale γ SLV
Peso barriera	6.30 kN	1.30	1.00	1.00	1.00
Peso pannello in CLS	16.50 kN	1.30	1.00	1.00	1.00

Sollecitazioni Orizzontali F	Valore	Coefficiente Parziale γ SLU	Coefficiente Parziale γ SLE Rara	Coefficiente Parziale γ SLE Frequente	Coefficiente Parziale γ SLV
Spinta statica del terreno sul pannello in CLS	11.12 kN	1.30	1.00	1.00	1.00
Spinta del sovraccarico sul pannello in CLS	19.51 kN	1.50	1.00	1.00	1.00
Vento	10.08 kN	1.50	1.00	1.00	1.00
Azione del sisma	$0.51 + 1.34 = 1.85 \text{ kN}$	-	-	-	1.00
Spinta sismica del terreno	0.97 kN	-	-	-	1.00

Momenti M	Valore	Coefficiente Parziale γ SLU	Coefficiente Parziale γ SLE Rara	Coefficiente Parziale γ SLE Frequente	Coefficiente Parziale γ SLV
Momento della spinta statica sul pannello	4.45 kNm	1.30	1.00	1.00	1.00
Momento della spinta del sovraccarico	11.71 kNm	1.50	1.00	1.00	1.00
Momento del vento	21.17 kNm	1.50	1.00	1.00	1.00
Momento del sisma	2.18 kNm	-	-	-	1.00
Momento spinta sismica del terreno	0.58 kNm	-	-	-	1.00

7.2 GENERALITÀ SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

7.2.1 VERIFICHE DI RESISTENZA ASSIALE (VERTICALE)

La verifica di resistenza assiale dei pali viene svolta allo stato limite ultimo; facendo riferimento alle NTC 2018 si segue:

- Approccio 2: Combinazione: (A1/M1/R3)

Coefficienti parziali delle resistenze γ_R : segue estratto Tabella 6.4.II, NTC 2018, con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto

Fattore di correlazione (1 indagine): ξ_4 : segue estratto Tabella 6.4.IV, NTC 2018, con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

La verifica viene eseguita tramite il programma di calcolo “AllPile”, versione 7.12, prodotto da CivilTech Software, Bellevue, WA USA, il programma utilizza le procedure descritte in “Foundation & Earth Structures, Design Manual 7.02”, pubblicato da “Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC, USA)”.

La resistenza ultima del palo per sforzo assiale è la somma delle resistenze di punta e laterale:

$$Q_{ult} = Q_{tip} + Q_{side}$$

Da cui deriva la resistenza di calcolo:

$$R_d = \frac{Q_{tip}}{\gamma_b \times \xi} + \frac{Q_{side}}{\gamma_s \times \xi} = \frac{Q_{tip}}{1,35 \times 1,70} + \frac{Q_{side}}{1,15 \times 1,70}$$

La resistenza ultima di base vale:

$$Q_{tip} = A_{tip} \times (N_q \times S_v + N_c \times C) \text{ in cui:}$$

A_{tip} : area sezione del palo alla punta

N_q : fattore di portanza per terreni sciolti, tabellato in funzione dell'angolo di attrito e del tipo di palo (infisso o trivellato) (ved. Tabella 4.1 seguente)

Table 4-1. Bearing Capacity Factor, N_q

Φ (Internal friction)	N_q (Displacement pile)	N_q (Non-Displacement pile)
26	11.0	5.6
28	15.2	7.6
30	21.0	10.3
31	24.6	12.1
32	29.1	14.2
33	34.5	16.9
34	41.3	20.3
35	49.9	24.6
36	60.9	30.1
37	75.0	37.1
38	93.0	46.1
39	116.	57.7
40	145.	72.3

S_v : tensione verticale (efficace) alla punta palo, salvo le limitazioni:

$$S_v < q_{\text{limit}} = 7.2 \text{ N/mm}^2$$

N_c : fattore di portanza per terreni coesivi, tabellato in funzione della profondità relativa della punta palo Z/D (ved. Tabella 4.2 seguente)

Table 4-2. Bearing Capacity Factor, N_c

z/B (Depth/Width)	N_c
0	6.3
1	7.8
2	8.4
3	8.8
4	9
>4	9

C: coesione terreno

In presenza di discontinuità stratigrafiche nel tratto inferiore alla punta, si tiene conto delle caratteristiche dei terreni sottostanti interpolando per una profondità di 10 volte il diametro del palo.

La resistenza ultima laterale vale:

$$Q_{side} = \sum S_f \times P \times \Delta L = \sum (f_0 + C_a) \times P \times \Delta L \text{ in cui:}$$

$$f_0 = K_{down} \times S_v \times \tan \delta \text{ (in compressione)}$$

$$f_0 = K_{up} \times S_v \times \tan \delta \text{ (in trazione)}$$

$$K_{down} = S_h / S_v = 0.7 \text{ : (in compressione)}$$

$$K_{up} = S_h / S_v = 0.4 \text{ : (in trazione)}$$

S_h : tensione orizzontale (efficace) lungo il palo:

S_v : tensione verticale (efficace) lungo il palo, salvo le limitazioni:

$$S_f < (f_0 + C_a)_{limit} = 0.20 \text{ N/mm}^2 \text{ : portanza laterale limite}$$

$$\delta = 0.8 \times \varphi \text{ : angolo di attrito calcestruzzo/terreno}$$

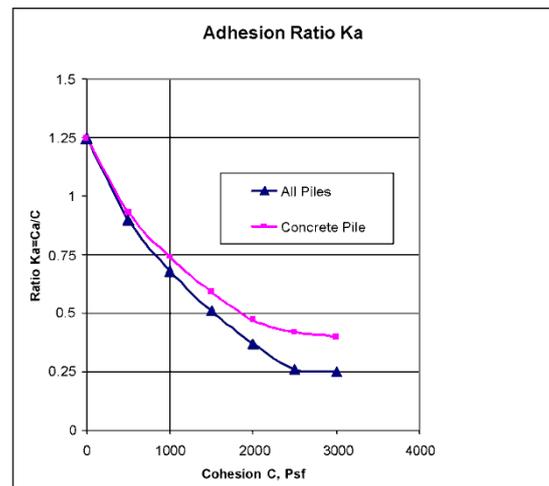
$$C_a = K_c \times K_a \times C$$

$K_c = 1$: fattore di adesione

K_a : rapporto di adesione (vedi figura a lato)

P: perimetro palo

ΔL : lunghezza tratto di palo



7.2.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AI CARICHI TRASVERSALI (ORIZZONTALI)

La verifica di resistenza laterale dei pali viene svolta allo stato limite ultimo; facendo riferimento alle NTC 2018 si segue:

- Approccio 2: Combinazione: (A1/M1/R3)

Coefficienti parziali delle resistenze γ_T : segue estratto Tabella 6.4.VI, NTC 2018, con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

La determinazione delle sollecitazioni lungo il palo viene eseguita tramite il programma di calcolo "AllPile" applicando direttamente il codice COM624P (FHWA-SA-91-048, COM624P – Laterally Loaded Pile Program for the Microcomputer, Version 2.0, Wang and Reese, 1993).

Il codice risolve l'analisi laterale nell'ipotesi che il modulo di deformazione sia proporzionale alla profondità, con l'integrazione iterativa alle differenze finite delle seguenti equazioni differenziali non lineari:

$$1) \quad EI \frac{d^4 Y}{dZ^4} + Q \frac{d^2 Y}{dZ^2} - R - P_q = 0$$

$$2) \quad EI \left(\frac{d^3 Y}{dZ^3} \right) + Q \left(\frac{dY}{dZ} \right) - T = 0$$

$$3) \quad EI \left(\frac{d^2 Y}{dZ^2} \right) - M = 0$$

$$4) \quad \frac{dY}{dZ} - S_t = 0$$

In cui:

Q: carico assiale sul palo

Y: freccia laterale del palo alla profondità Z dalla testa palo

R: reazione del suolo per unità di lunghezza

E: modulo di elasticità del palo

I: momento d'inerzia del palo

P_q: carico laterale distribuito lungo il palo

T: sforzo di taglio

M: momento flettente

S_t: rotazione del palo

7.3 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni considerate nella verifica.

Sollecitazioni Orizzontali F (kN)				
Combinazioni STR/GEO (A1+M1+R3)	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizzontale
SLU 1	14.46	21.95	15.12	0
SLU 2	14.46	29.27	9.072	0
SIS 1	11.12	0	0	1.85

Momenti M (kNm)				
Combinazioni STR/GEO (A1+M1+R3)	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizzontale
SLU 1	5.785	13.17	31.76	0
SLU 2	5.785	17.57	19.05	0

FONDAZIONI BARRIERE FONASSORBENTI – RELAZIONE DI CALCOLO

SIS 1	4.45	0	0	2.18
-------	------	---	---	------

Sollecitazioni Orizzontali F (kN)				
Combinazioni STR/GEO (A1+M1+R3)	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizzontale
Rara 1	11.12	14.63	10.08	0
Rara 2	11.12	19.51	6.05	0
Freq 1	11.12	0	2.02	0
Freq 2	11.12	14.63	0	0

Momenti M (kNm)				
Combinazioni STR/GEO (A1+M1+R3)	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizzontale
Rara 1	4.45	8.78	21.17	0
Rara 2	4.45	11.71	12.70	0
Freq 1	4.45	0	4.23	0
Freq 2	4.45	8.78	0	0

7.4 CALCOLO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E DEFORMAZIONE DEL PALO

Si evince che la combinazione più gravosa per le sollecitazioni orizzontali allo SLU è la combinazione SLU2, mentre la combinazione più gravosa per i momenti è SLU1. Inoltre, si sottolinea che la combinazione sismica incide molto poco rispetto alle combinazioni allo SLU. Allo SLE, la combinazione RARA2 risulta essere la più gravosa per le sollecitazioni orizzontali, mentre la combinazione RARA1 è la più gravosa per i momenti.

SLU

Lunghezza del palo	Lp=	6 m
Modulo elastico del materiale costituente il palo	Ep=	30000000 kN/m ²
Diametro del palo	dp=	0.70 m
Momento di inerzia della sezione del palo	Jp=	0.0118 m ⁴
Forza orizzontale applicata all'estremità superiore (positiva verso destra)	F=	-53 kN
Momento applicato all'estremità superiore (positivo se orario)	M=	-51 kNm

Tabella deformazioni, sollecitazioni e pressioni sul terreno

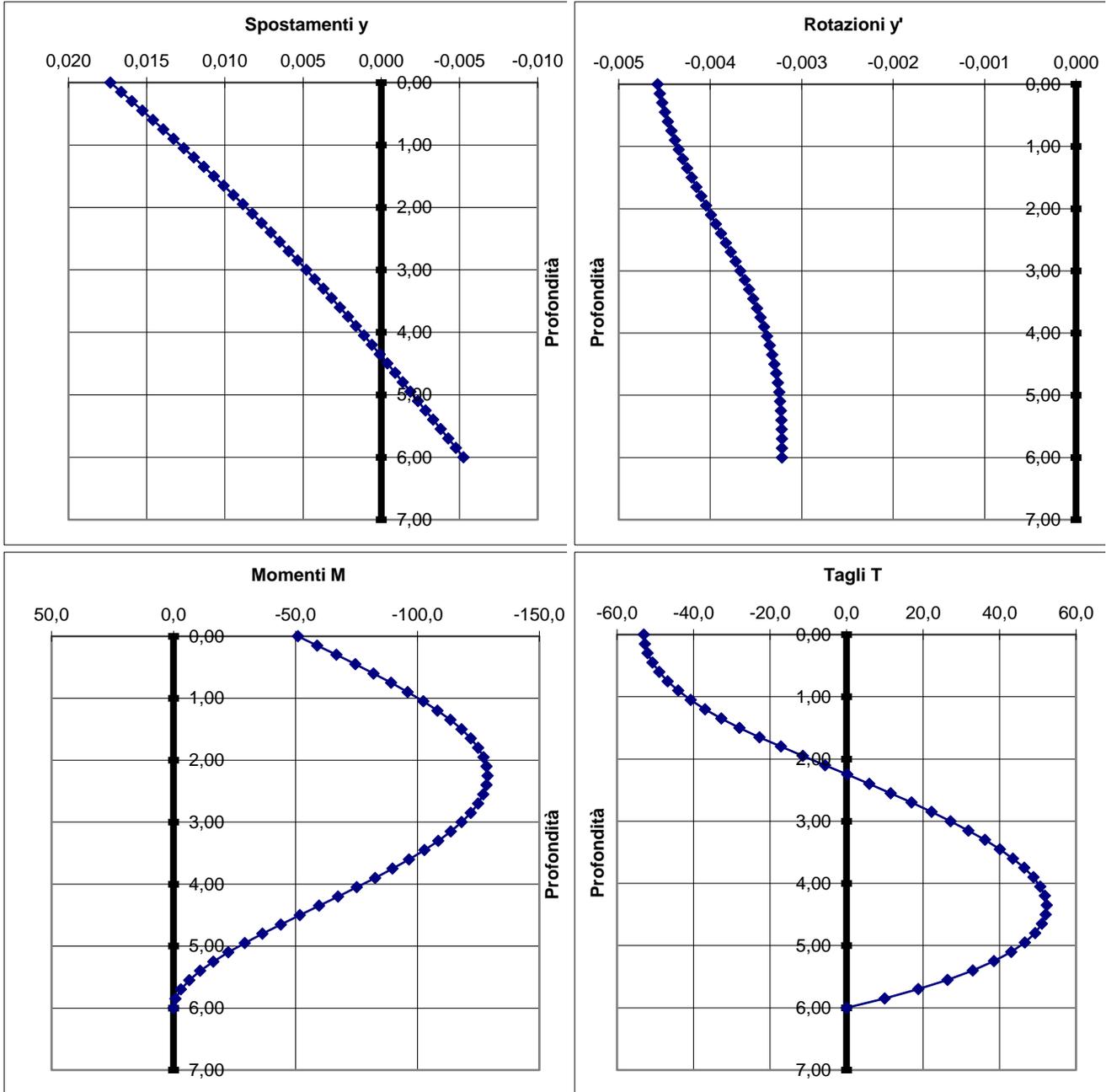
z	profondità della sezione (positiva verso il basso)
kt	modulo di reazione orizzontale del terreno (Winkler) alla profondità z
y	spostamento laterale del palo alla profondità z (positivo verso sinistra)
y'	rotazione del palo alla profondità z (positiva se oraria)
M	momento flettente nella sezione del palo alla profondità z
T	taglio nella sezione del palo alla profondità z (positivo in direzione -y sulla faccia negativa)
p	pressione agente sul terreno alla profondità z

punto	z (m)	kt (kN/m ³)	y (m)	y' (rad)	M (kNm)	T (kN)	p (kN/m ²)
1	0.00	0	0.017	-0.005	-51.0	-53.0	0.0
2	0.15	286	0.017	-0.005	-59.0	-52.8	-4.8
3	0.30	597	0.016	-0.005	-66.8	-52.0	-9.5

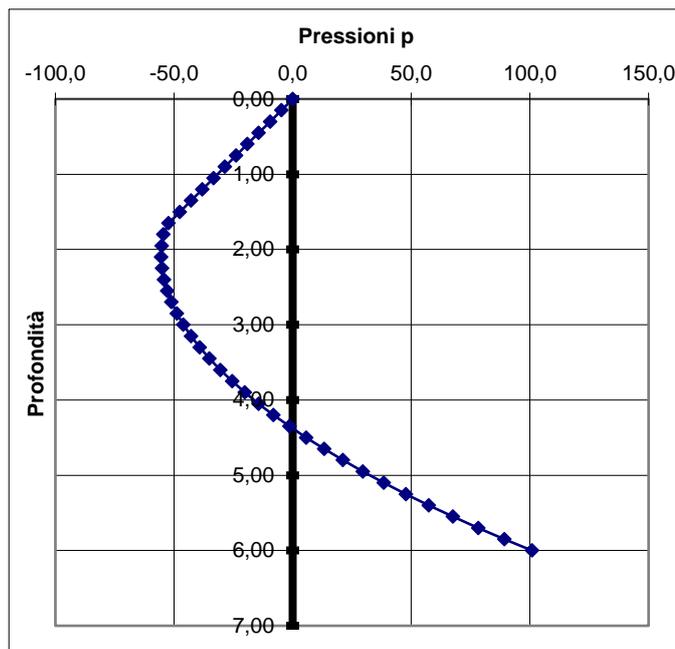
FONDAZIONI BARRIERE FONOASSORBENTI – RELAZIONE DI CALCOLO

4	0.45	935	0.015	-0.004	-74.6	-50.8	-14.3
5	0.60	1303	0.015	-0.004	-82.1	-49.0	-19.0
6	0.75	1707	0.014	-0.004	-89.3	-46.8	-23.8
7	0.90	2151	0.013	-0.004	-96.1	-44.0	-28.6
8	1.05	2639	0.013	-0.004	-102.5	-40.8	-33.3
9	1.20	3180	0.012	-0.004	-108.3	-37.0	-38.1
10	1.35	3780	0.011	-0.004	-113.6	-32.8	-42.8
11	1.50	4448	0.011	-0.004	-118.1	-28.0	-47.6
12	1.65	5198	0.010	-0.004	-122.0	-22.8	-52.3
13	1.80	5760	0.009	-0.004	-125.0	-17.2	-54.4
14	1.95	6240	0.009	-0.004	-127.1	-11.4	-55.2
15	2.10	6720	0.008	-0.004	-128.4	-5.6	-55.4
16	2.25	7200	0.008	-0.004	-128.8	0.2	-55.0
17	2.40	7680	0.007	-0.004	-128.3	5.9	-54.2
18	2.55	8160	0.006	-0.004	-127.0	11.5	-52.9
19	2.70	8640	0.006	-0.004	-124.9	17.0	-51.1
20	2.85	9120	0.005	-0.004	-121.9	22.2	-48.8
21	3.00	9600	0.005	-0.004	-118.2	27.2	-46.0
22	3.15	10080	0.004	-0.004	-113.8	31.9	-42.8
23	3.30	10560	0.004	-0.004	-108.6	36.2	-39.1
24	3.45	11040	0.003	-0.004	-102.9	40.1	-35.0
25	3.60	11520	0.003	-0.003	-96.6	43.5	-30.5
26	3.75	12000	0.002	-0.003	-89.8	46.4	-25.5
27	3.90	12480	0.002	-0.003	-82.7	48.8	-20.1
28	4.05	12960	0.001	-0.003	-75.2	50.6	-14.3
29	4.20	13440	0.001	-0.003	-67.5	51.8	-8.0
30	4.35	13920	0.000	-0.003	-59.6	52.3	-1.4
31	4.50	14400	0.000	-0.003	-51.8	52.1	5.7
32	4.65	14880	-0.001	-0.003	-44.0	51.1	13.3
33	4.80	15360	-0.001	-0.003	-36.5	49.3	21.2
34	4.95	15840	-0.002	-0.003	-29.2	46.6	29.6
35	5.10	16320	-0.002	-0.003	-22.5	43.0	38.4
36	5.25	16800	-0.003	-0.003	-16.3	38.5	47.7
37	5.40	17280	-0.003	-0.003	-10.9	33.0	57.4
38	5.55	17760	-0.004	-0.003	-6.4	26.4	67.6
39	5.70	18240	-0.004	-0.003	-3.0	18.8	78.2
40	5.85	18720	-0.005	-0.003	-0.8	10.0	89.3
41	6.00	19200	-0.005	-0.003	0.0	0.0	100.9

FONDAZIONI BARRIERE FONOASSORBENTI – RELAZIONE DI CALCOLO



FONDAZIONI BARRIERE FONOASSORBENTI – RELAZIONE DI CALCOLO



SLE

Lunghezza del palo

$L_p = 6$ m

Modulo elastico del materiale costituente il palo

$E_p = 30000000$ kN/m²

Diametro del palo

$d_p = 0.70$ m

Momento di inerzia della sezione del palo

$J_p = 0.0118$ m⁴

Forza orizzontale applicata all'estremità superiore (positiva verso destra)

$F = -37$ kN

Momento applicato all'estremità superiore (positivo se orario)

$M = -34$ kNm

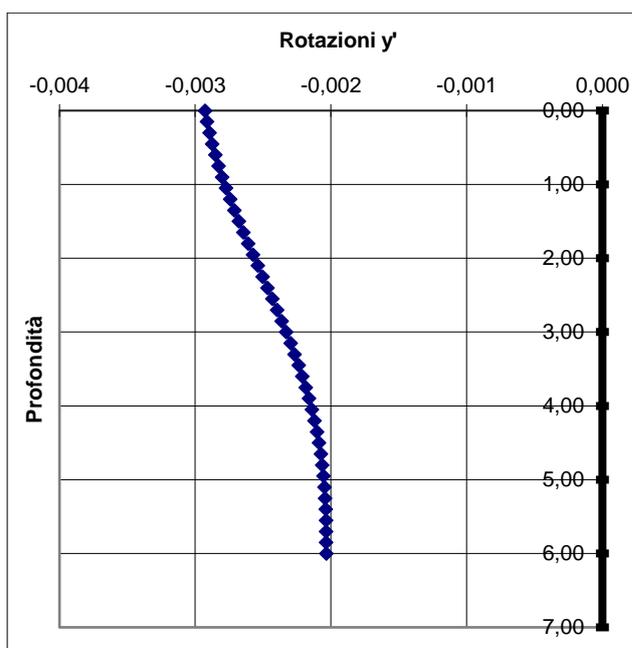
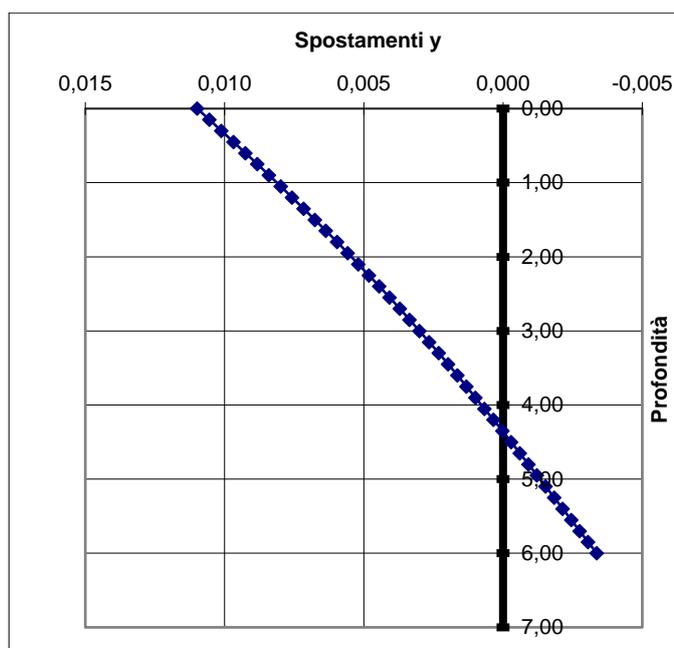
Tabella deformazioni, sollecitazioni e pressioni sul terreno

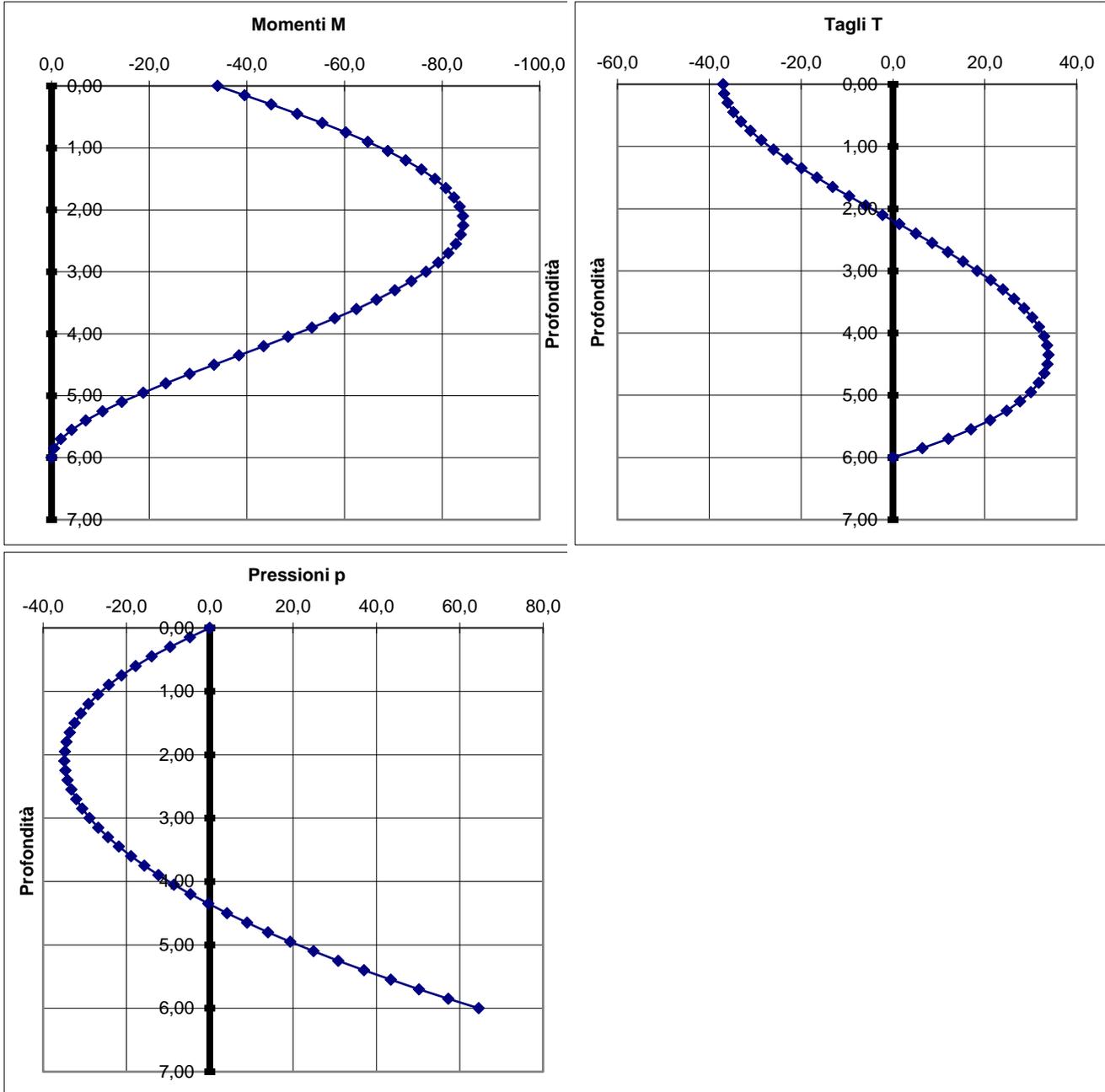
- z profondità della sezione (positiva verso il basso)
- kt modulo di reazione orizzontale del terreno (Winkler) alla profondità z
- y spostamento laterale del palo alla profondità z (positivo verso sinistra)
- y' rotazione del palo alla profondità z (positiva se oraria)
- M momento flettente nella sezione del palo alla profondità z
- T taglio nella sezione del palo alla profondità z (positivo in direzione -y sulla faccia negativa)
- p pressione agente sul terreno alla profondità z

punto	z (m)	kt (kN/m ³)	y (m)	y' (rad)	M (kNm)	T (kN)	p (kN/m ²)
1	0.00	0	0.011	-0.003	-34.0	-37.0	0.0
2	0.15	451	0.011	-0.003	-39.5	-36.8	-4.8
3	0.30	941	0.010	-0.003	-45.0	-36.0	-9.5
4	0.45	1440	0.010	-0.003	-50.4	-34.8	-13.9
5	0.60	1920	0.009	-0.003	-55.5	-33.1	-17.8
6	0.75	2400	0.009	-0.003	-60.3	-31.1	-21.2
7	0.90	2880	0.008	-0.003	-64.8	-28.7	-24.2
8	1.05	3360	0.008	-0.003	-68.9	-26.0	-26.8
9	1.20	3840	0.008	-0.003	-72.6	-23.1	-29.1
10	1.35	4320	0.007	-0.003	-75.8	-19.9	-30.9
11	1.50	4800	0.007	-0.003	-78.5	-16.6	-32.4
12	1.65	5280	0.006	-0.003	-80.8	-13.1	-33.6

FONDAZIONI BARRIERE FONOASSORBENTI – RELAZIONE DI CALCOLO

13	1.80	5760	0.006	-0.003	-82.5	-9.6	-34.3
14	1.95	6240	0.006	-0.003	-83.7	-5.9	-34.8
15	2.10	6720	0.005	-0.003	-84.3	-2.3	-34.9
16	2.25	7200	0.005	-0.003	-84.3	1.4	-34.6
17	2.40	7680	0.004	-0.002	-83.9	5.0	-34.1
18	2.55	8160	0.004	-0.002	-82.8	8.5	-33.2
19	2.70	8640	0.004	-0.002	-81.3	11.9	-32.1
20	2.85	9120	0.003	-0.002	-79.3	15.2	-30.6
21	3.00	9600	0.003	-0.002	-76.7	18.4	-28.8
22	3.15	10080	0.003	-0.002	-73.7	21.3	-26.7
23	3.30	10560	0.002	-0.002	-70.3	24.0	-24.4
24	3.45	11040	0.002	-0.002	-66.6	26.4	-21.8
25	3.60	11520	0.002	-0.002	-62.4	28.5	-18.9
26	3.75	12000	0.001	-0.002	-58.0	30.3	-15.7
27	3.90	12480	0.001	-0.002	-53.3	31.8	-12.3
28	4.05	12960	0.001	-0.002	-48.5	32.9	-8.6
29	4.20	13440	0.000	-0.002	-43.5	33.6	-4.6
30	4.35	13920	0.000	-0.002	-38.4	33.8	-0.3
31	4.50	14400	0.000	-0.002	-33.3	33.6	4.2
32	4.65	14880	-0.001	-0.002	-28.3	33.0	9.0
33	4.80	15360	-0.001	-0.002	-23.4	31.7	14.0
34	4.95	15840	-0.001	-0.002	-18.8	30.0	19.3
35	5.10	16320	-0.002	-0.002	-14.4	27.7	25.0
36	5.25	16800	-0.002	-0.002	-10.5	24.7	30.8
37	5.40	17280	-0.002	-0.002	-7.0	21.2	37.0
38	5.55	17760	-0.002	-0.002	-4.1	17.0	43.5
39	5.70	18240	-0.003	-0.002	-1.9	12.0	50.2
40	5.85	18720	-0.003	-0.002	-0.5	6.4	57.3
41	6.00	19200	-0.003	-0.002	0.0	0.0	64.6





7.5 VERIFICA DEI PALI SOGGETTI A CARICO VERTICALE

La verifica viene svolta allo stato limite ultimo; in riferimento alle NTC 2018, si sceglie l'approccio 2, con le combinazioni A1/M1/R3 in cui si applicano i coefficienti parziali alle caratteristiche resistenti del palo:

- resistenza laterale in compressione: $\gamma_s = 1.15$
- resistenza alla base: $\gamma_b = 1.35$
- fattore di correlazione: $\xi_4 = 1.70$

Considerando uno sforzo normale pari al peso della barriera fonoassorbente e al peso del palo stesso, si ha:

$$\text{Peso del palo} = A_s \gamma_s + A_c \gamma_c = 15600 \times 10^{-6} \times 6 \times 78.5 + 0.36 \times 6 \times 25 = 62 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1.3 \times (62 + 6.30 + 16.50) = 110 \text{ kN}$$

La resistenza alla base del palo, Q_b , si ha:

$$Q_b = A_b(N_q S_v + N_c C) = \pi \times 0.70^2 / 4 \times (49.9 \times 19 \times 1.2 + 9 \times 0) = 438 \text{ kN}$$

Trascurando la resistenza laterale e considerando, a favore di sicurezza, soltanto la resistenza alla base del palo, si ottiene un valore di resistenza pari a:

$$R_d = Q_b / (\gamma_b \xi_4) = 438 / (1,35 \times 1.70) = 191 \text{ kN}$$

Pertanto, la resistenza ai carichi verticali è soddisfatta.

La stima dei cedimenti in esercizio (CED_SLE) è svolta secondo quanto riportato nel testo "Fondazioni" di Renato Lancellotta e José Calavera.

Carico SLE	8.100.00	daN			
Epalo	250.000.00	daN/cm ²			
D	70.00	cm			
NU	0.20				
PI	3.14				
L	600.00	cm			
G	200.00	daN/cm ²			
RB=R0	35.00	cm			
GB	200.00	daN/cm ²			
1-NU	0.80				
L/R0	17.68		palo rigido	formula 7.32	limite superiore palo rigido
L/R0	106.07		palo flex	formula 7.33	limite inferiore palo flessibile
L/R0	17.14		palo in esame		valore per palo in esame
Klat	188.496	daN/cm	palo rigido	formula 7.29	Rigidezza lat
Kbase	35.000	daN/cm	palo rigido	formula 7.30	Rigidezza base
Ktot	223.496	daN/cm	palo rigido	formula 7.31	Rigidezza totale
Ktot	549.779	daN/cm	palo flex	formula 7.35	
Ktot	223.496	daN/cm	palo in esame		valore per palo in esame
Cedimento	0.04	cm	palo in esame		

Il cedimento totale vale quindi 0.04 cm (ammissibile).

7.6 PALI SOGGETTI A CARICO ORIZZONTALE - VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO

I coefficienti parziali (A1/M1/R3) risultano:

- resistenza laterale terreno: $\gamma_t = 1.30$
- fattore di correlazione: $\xi_4 = 1.70$

La resistenza di progetto del terreno si ottiene dalla formula:

$$R_{sd} = \frac{\lambda_p \times \sigma_v + 2 \times c' \times \sqrt{\lambda_p}}{\gamma_t \times \xi_4} \quad \text{in cui:}$$

- λ_p : coefficiente di spinta passiva
- σ_v : pressione geostatica efficace
- c' : coesione drenata

La massima pressione sul terreno risulta: $P_d = 100.9 \text{ kN/m}^2$ a in corrispondenza della base del palo.

Resistenza del terreno: per il rilevato il calcolo della spinta passiva porta a:

$$R_{sd} = \frac{3.69 \times z \times 19}{1.30 \times 1.70} = 31.72 \text{ z kN/m}^2$$

Per il calcolo della resistenza laterale del terreno, è stato condotto un calcolo non lineare (iterativo) su uno schema di trave ad appoggio elastico con k variabile; le iterazioni modificano i valori di k in modo tale da avere sempre pressioni laterali inferiori ai valori limite, costituiti dalle spinte passive.

Il minimo coefficiente di sicurezza (resistenza/pressione) si ottiene a $Z_p = 0.15 \text{ m}$ di profondità rispetto alla tesa del palo e vale:

$$R_{sd} / P_d = 4.80 / 4.80 = 1.00$$

Il massimo coefficiente di sicurezza (resistenza/pressione) si ottiene a $Z_p = 4.35 \text{ m}$ di profondità rispetto alla tesa del palo e vale:

$$R_{sd} / P_d = 138 / 1.40 = 101$$

7.7 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO

Si verifica il palo in acciaio $\varnothing 508 \text{ mm}$, sp. 10 mm trascurando il riempimento in CLS.

$$\sigma = N_d / A + M_d / W = (29.64 \text{ kN} / 15600 \text{ mm}^2) + (129 \text{ kNm} / 1910000 \text{ mm}^3) = 69.44 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2V / A = 2 \times (53 \text{ kN} / 15600 \text{ mm}^2) = 6.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ideale} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 70.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ideale} < f_{yd} = 338 \text{ MPa}$$

La sezione di acciaio è verificata.

7.8 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ADERENZA TRA IL PROFILO HEB160 E IL CALCESTRUZZO

La tensione trasmessa dal profilo HEB160 al calcestruzzo del palo è pari allo sforzo normale nel profilo diviso la superficie annegata nel palo, quest'ultimo è pari al peso della barriera sommato al peso dello stesso profilo.

Considerando che il peso al metro lineare del profilo HEB160 è $42.6 \text{ kg/m} = 0.426 \text{ kN/m}$, si ha:
 $N_{SLU} = 1.3 \times (6.30 + 16.50 + 0.426 \times 5.20) = 32.52 \text{ kN}$

Si ottiene una tensione tangenziale – considerando che il profilo si annega di 1.00 m nel palo – pari a:

$$\tau = N_{SLU} / (\text{perimetro} \times h) = 32.52 / (0.944 \times 1) = 34.45 \text{ kPa}$$

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto il calcestruzzo e il profilo è data dalla seguente formula:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

La resistenza caratteristica è pari a:

$$f_{bk} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}$$

Il coefficiente η_1 vale 0.70 per aderenza non migliorata mentre il coefficiente η_2 è considerato pari a 1.00, pertanto la resistenza tangenziale caratteristica è pari a:

$$f_{bk} = 2.25 \times 0.70 \times 1.00 \times 1.80 = 2.84 \text{ MPa} = 2840 \text{ kPa}$$

La resistenza di progetto è pari a:

$$f_{bd} = 2840 / 1.50 = 1893 \text{ kPa}$$

La resistenza tangenziale di progetto è maggiore della tensione tra il profilo HEB160 e il calcestruzzo, perciò la verifica è soddisfatta.

8 BARRIERE FONOASSORBENTI SU SCATOLARE IN C.A.

I carichi seguenti sono riferiti a una larghezza pari all'interasse dei pali $l = 3.00$ m.

8.1.1 CARICHI PERMANENTI

- Peso barriera: $g_1 = 0.70 \times 3.00 \times 3.00 = 6.3$ kN
- Peso pannello in cls.: $g_2 = 25 \times 0.10 \times 2.20 \times 3.00 = 16.50$ kN
- Spinta del terreno sul pannello in cls. = $19 \times 0.271 \times 1.20^2 / 2 \times 3.00 = 11.12$ kN

La spinta statica del terreno sul pannello in C.A. genera un momento rispetto alla testa del palo pari a:

$$M = 11.12 \times 1.20/3 = 4.45 \text{ kNm}$$

8.1.2 CARICHI VARIABILI

- Vento trasversale: $q_1 = 0.8 \times 4.20 \times 3.00 = 10.08$ kN
- Spinta del sovraccarico sul pannello in cls.: $q_2 = 20 \times 0.271 \times 1.2 \times 3.00 = 19.51$ kN

L'azione del vento sul pannello in C.A. genera un momento rispetto alla testa del palo pari a:

$$M = 10.08 \times 4.20/2 = 21.17 \text{ kNm}$$

La spinta del sovraccarico da traffico sul pannello in C.A. genera un momento rispetto alla testa del palo pari a:

$$M = 19.51 \times 1.20/2 = 11.71 \text{ kNm}$$

8.1.3 AZIONE DEL SISMA

L'azione del sisma viene applicata considerando l'inerzia sismica della barriera, ovvero la propria massa moltiplicata per l'accelerazione al suolo.

La massa della barriera è pari a 630 kg, pertanto la forza sismica da applicare è pari a $630 \text{ kg} \times 0.081g = 510.30 \text{ N} = 0.51 \text{ kN}$.

Tale forza è posizionata nel centro della barriera con una distanza rispetto alla testa del palo di 2.70 m, quindi il momento generato dalla medesima è pari a $0.51 \text{ kN} \times 2.70 \text{ m} = 1.38 \text{ kNm}$.

La massa del pannello in CLS è pari a 1650 kg, pertanto la forza sismica da applicare è pari a $1650 \text{ kg} \times 0.081g = 1336.50 \text{ N} = 1.34 \text{ kN}$.

Tale forza è posizionata nel centro del pannello con una distanza rispetto alla testa del palo di 0.60 m, quindi il momento generato dalla medesima è pari a $1.34 \text{ kN} \times 0.60 \text{ m} = 0.80 \text{ kNm}$.

Segue un riepilogo di tutte le sollecitazioni considerate nella verifica dei pali.

Sollecitazioni Verticali N	Valore	Coefficiente Parziale γ SLU	Coefficiente Parziale γ	Coefficiente Parziale γ	Coefficiente Parziale γ
----------------------------	--------	------------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------

FONDAZIONI BARRIERE FONOASSORBENTI – RELAZIONE DI CALCOLO

			SLE Rara	SLE Frequente	SLV
Peso barriera	6.30 kN	1.30	1.00	1.00	1.00
Peso pannello in CLS	16.50 kN	1.30	1.00	1.00	1.00

Sollecitazioni Orizzintali F	Valore	Coefficiente Parziale γ SLU	Coefficiente Parziale γ SLE Rara	Coefficiente Parziale γ SLE Frequente	Coefficiente Parziale γ SLV
Spinta statica del terreno sul pannello in CLS	11.12 kN	1.30	1.00	1.00	1.00
Spinta del sovraccarico sul pannello in CLS	19.51 kN	1.50	1.00	1.00	1.00
Vento	10.08 kN	1.50	1.00	1.00	1.00
Azione del sisma	0.51 + 1.34 = 1.85 kN	-	-	-	1.00
Spinta sismica del terreno	0.97 kN	-	-	-	1.00

Momenti M	Valore	Coefficiente Parziale γ SLU	Coefficiente Parziale γ SLE Rara	Coefficiente Parziale γ SLE Frequente	Coefficiente Parziale γ SLV
Momento della spinta statica sul pannello	4.45 kNm	1.30	1.00	1.00	1.00
Momento della spinta del sovraccarico	11.71 kNm	1.50	1.00	1.00	1.00
Momento del vento	21.17 kNm	1.50	1.00	1.00	1.00
Momento del sisma	2.18 kNm	-	-	-	1.00
Momento spinta sismica del terreno	0.58 kNm	-	-	-	1.00

8.2 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni considerate nella verifica.

Sollecitazioni Orizzontali F (kN)				
Combinazioni STR/GEO (A1+M1+R3)	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizzontale
SLU 1	14.46	21.95	15.12	0
SLU 2	14.46	29.27	9.072	0

SIS 1	11.12	0	0	1.85
-------	-------	---	---	------

Momenti M (kNm)				
Combinazioni STR/GEO (A1+M1+R3)	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizzontale
SLU 1	5.785	13.17	31.76	0
SLU 2	5.785	17.57	19.05	0
SIS 1	4.45	0	0	2.18

Sollecitazioni Orizzontali F (kN)				
Combinazioni STR/GEO (A1+M1+R3)	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizzontale
Rara 1	11.12	14.63	10.08	0
Rara 2	11.12	19.51	6.05	0
Freq 1	11.12	0	2.02	0
Freq 2	11.12	14.63	0	0

Momenti M (kNm)				
Combinazioni STR/GEO (A1+M1+R3)	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizzontale
Rara 1	4.45	8.78	21.17	0
Rara 2	4.45	11.71	12.70	0
Freq 1	4.45	0	4.23	0
Freq 2	4.45	8.78	0	0

8.3 MODELLO FEM

Per la verifica della piastra di base, si considera un modello agli elementi finiti realizzato mediante il software Autodesk Robot Structural Analysis Professional, prodotto e distribuito da Autodesk Ltd.

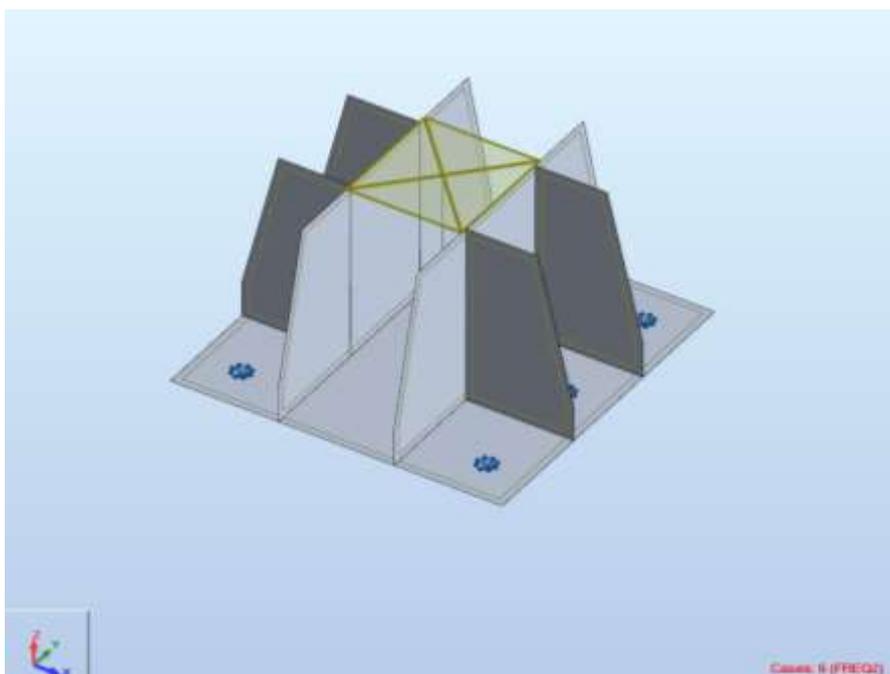


FIGURA 5: MODELLO TRIDIMENSIONALE DELLA PIASTRA DI BASE

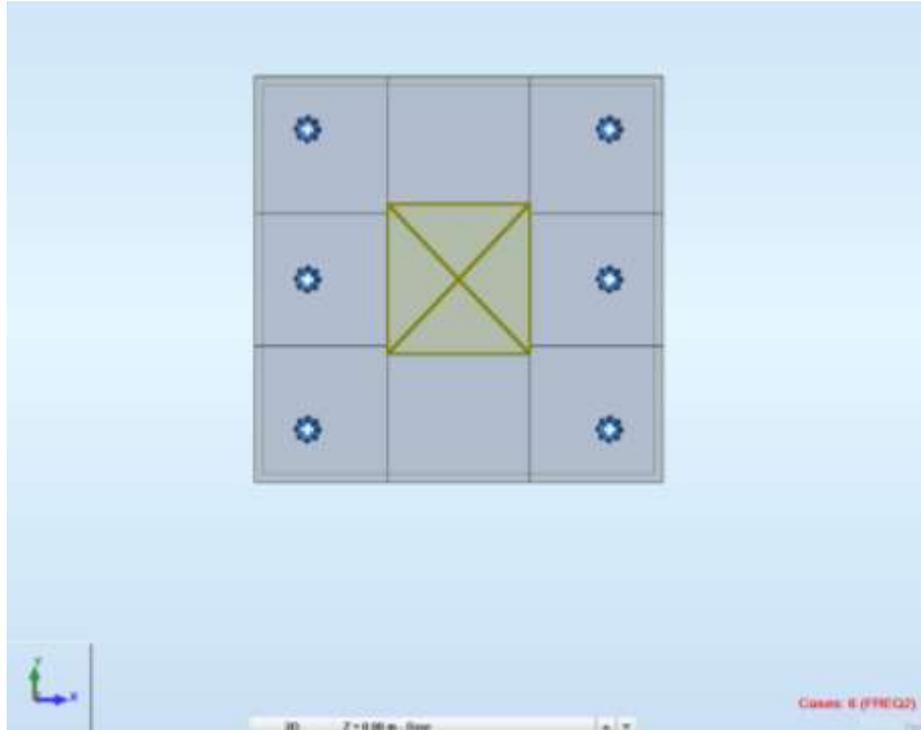


FIGURA 6: VISTA DELL'ALTO DELLA PIASTRA DI BASE CON I FORI DEI TIRAFONDI

Viene condotta la verifica della piastra di base, dei fazzoletti e dei tirafondi considerando le sollecitazioni calcolate in precedenza, e verificando che la tensione massima non superi la resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio S355 ($f_{yd} = 338 \text{ Mpa}$).

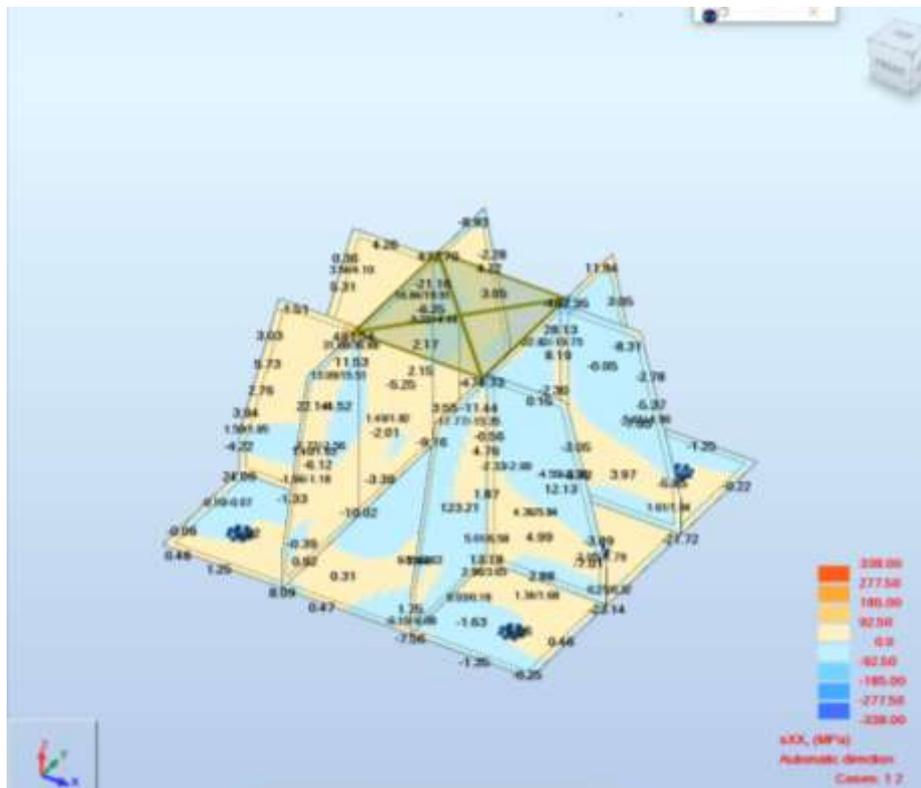


FIGURA 7: TENSIONE SXX NELLA PIASTRA



FIGURA 8: TENSIONE Syy NELLA PIASTRA

Gli elementi di fissaggio della barriera risultano essere verificati per le sollecitazioni considerate.

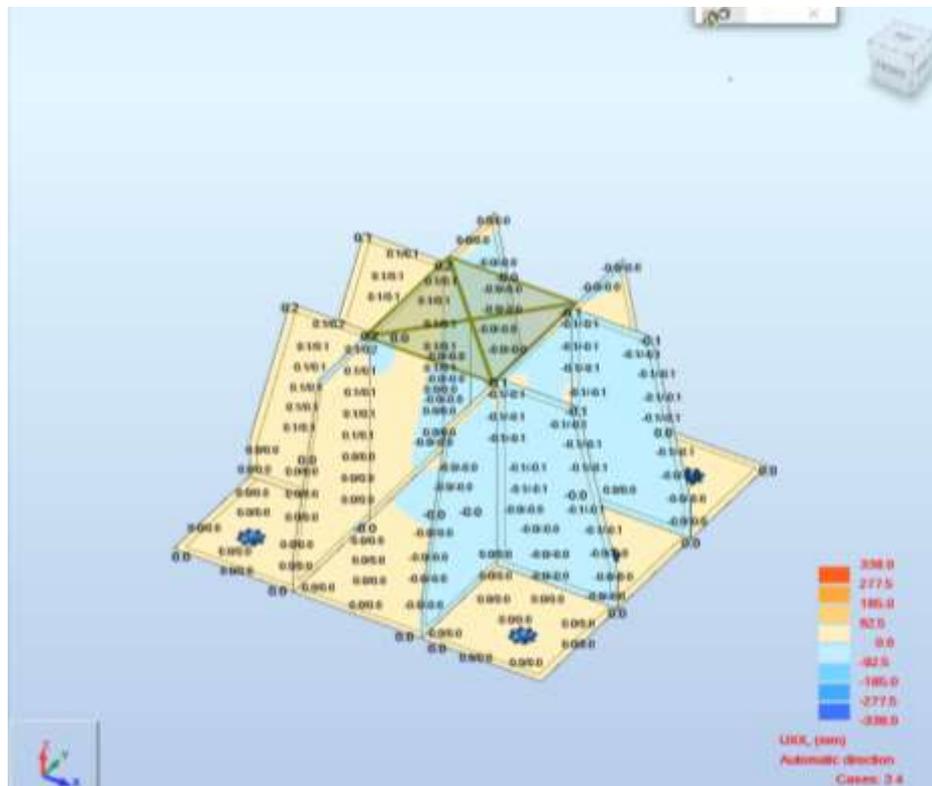


FIGURA 9: DEFORMATA DELLA PIASTRA – SPOSTAMENTI Uxx

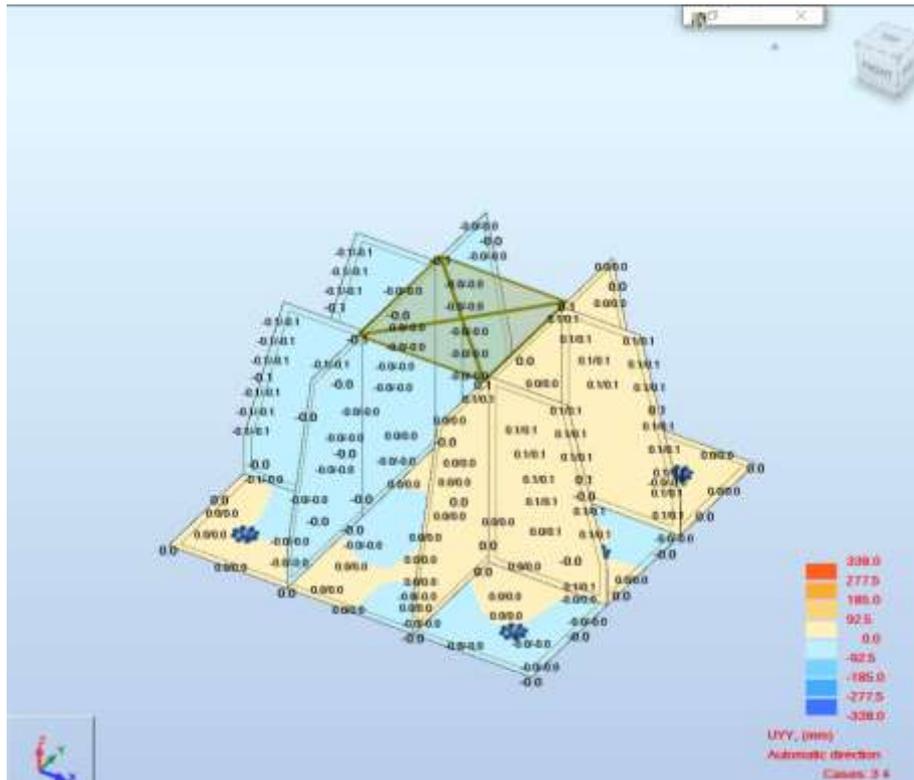


FIGURA 10: DEFORMATA DELLA PIASTRA – SPOSTAMENTI UYY

8.4 VERIFICA DEI TIRAFONDI

I tirafondi sono dell barre $\phi 24$ in acciaio B450C, si verificano considerando il tiro e il taglio agente sul singolo tirafondo.

$$V_{\text{tirafondo}} = V_d / 6 = 68.30 / 6 = 11.38 \text{ kN}$$

Il tiro nei tirafondi è pari alla tensione in essi moltiplicata per la propria area di sezione; considerando una sezione quadrata di calcestruzzo con armatura tesa pari a $3\phi 24$, si ottiene una tensione nella medesima pari a $\sigma_s = 126.30 \text{ MPa}$, perciò si ha:

$$T_{\text{tirafondo}} = \sigma_s A_s / 3 = (126.30 \text{ MPa} \times 1357 \text{ mm}^2) / 3 = 57.13 \text{ kN}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	46	46

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13.57	6
2	13.57	40

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 29.64 kN
 M_{xEd} 0 67.79 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -7.369 N/mm²
 σ_s 126.3 N/mm²
 ε_s 0.6316 ‰
 d 40 cm
 x 10.37 x/d 0.2593
 δ 0.7641

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

$$\sigma = N/A = 57 \text{ kN} / 452 \text{ mm}^2 = 126 \text{ MPa}$$

$$\tau = (4/3)(V/A) = (4/3)(11.38 \text{ kN} / 452 \text{ mm}^2) = 33.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ideale} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 138.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ideale} < f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

I tirafondi risultano essere verificati.

Inoltre, si calcola la lunghezza di ancoraggio dei tirafondi come segue.

La tensione caratteristica a trazione del CLS è pari a:

$$f_{ctk} = 0.7f_{ctm} = 0.7(0.3f_{ck}^{2/3}) = 1.80 \text{ MPa}$$

La tensione caratteristica di aderenza CLS-acciaio è pari a:

$$f_{bk} = 2.25\eta f_{ctk} = 2.25 \times 1 \times 1.80 = 4.05 \text{ MPa}$$

Il valore di progetto della tensione di aderenza CLS-acciaio è pari a:

$$f_{bd} = f_{bk}/\gamma_c = 4.05/1.50 = 2.70 \text{ MPa}$$

Ponendo la risultante della tensione di aderenza pari al tiro nel singolo tirafondo, si ottiene la lunghezza di ancoraggio minima necessaria.

$$f_{bd}\pi dl = T_{\text{tirafondo}}$$

$$2.70 \text{ MPa} \times \pi \times 24 \text{ mm} \times l = 57 \text{ kN}$$

$$l = 280 \text{ mm}$$

Si utilizza una lunghezza di ancoraggio di 300 mm.

8.5 VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA DI BASE

Si riporta di seguito la verifica a rifollamento della piastra di base.

La resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad [4.2.67]$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tk} / f_{tk} ; 1 \}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tk} / f_{tk} ; 1 \}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{ 2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{ 1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.5 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

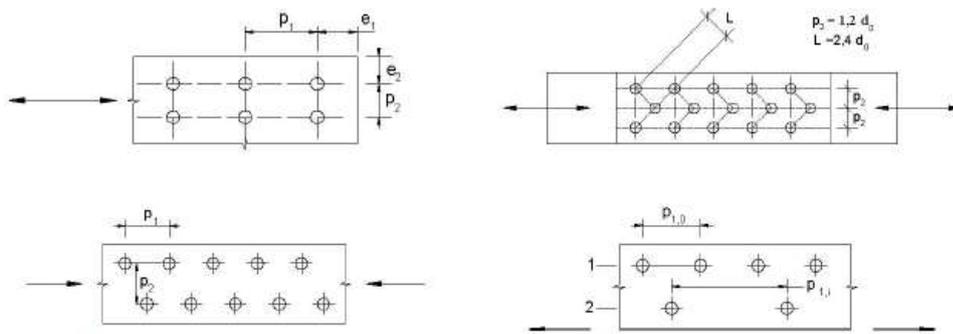


Fig. 4.2.5 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

Dati i seguenti dati:

spessore piastra $t = 30$ mm;

diametro del gambo del tirafondo $d = 24$ mm;

diametro del foro $d_0 = 26$ mm;

tensione caratteristica di rottura dell'acciaio della piastra $f_{tk} = 510$ MPa (acciaio S355);

$e_1 = e_2 = 60$ mm;

$\gamma_{M2} = 1.25$;

si ottiene una resistenza di progetto a rifollamento pari a:

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 0.77 \times 510 \times 24 \times 30 / 1.25 = 565488 \text{ N} = 565.49 \text{ kN}$$

Il taglio Massimo agente sui tirafondi allo SLU è pari al massima forza orizzontale diviso il numero di essi; considerando una forza orizzontale di 53 kN si ottiene un taglio agente di:

$$F_{vEd} = 53 / 4 = 13.25 \text{ kN}$$

La verifica a rifollamento risulta soddisfatta in quanto il taglio massimo agente sul singolo bullone è inferiore alla resistenza a rifollamento.

9 SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P

STUDIO CORONA S.r.l.

ECOPLAN S.r.l.

I.T. S.r.l. E&G S.r.l.

E&G S.r.l.

CONSORZIO UNING

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

SETAC S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE

DOTT. DANILO GALLO
