



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PROGETTO DEFINITIVO


OPERE COMPLEMENTARI

BARRIERE ANTIFONICHE

ELABORATI STRUTTURALI TIPOLOGICI
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
DELLE BARRIERE FONOASSORBENTI

<p>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE UFFICIO APE</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A CAPO COMMESSA</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE</p>
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO		FILE						n.	data
—	codice commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.				
—	11001302	STPAPE	0015	—	—	—	SCALA: —			

 ingegneria europea	<p>RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496</p>	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UNITA' STP	Ing. Andrea Tanzi O.l. Parma N.1154

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  R.U.P. – Ing. Andrea Frediani	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	---

SPEA Ingegneria Europea

**COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA**

**FONDAZIONI BARRIERE FONOASSORBENTI
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO**



INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. SOFTWARE DI CALCOLO.....	5
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
3.1 BIBLIOGRAFIA.....	5
3.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4. MATERIALI.....	6
5. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO.....	8
5.1 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	8
5.2 LIVELLO DELLA FALDA	8
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	9
6.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	9
6.2 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	9
6.3 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	9
7. ANALISI DEI CARICHI.....	11
7.1 AZIONI PERMANENTI.....	11
7.1.1 <i>Pesi propri</i>	11
7.1.2 <i>Spinta delle terre</i>	11
7.2 AZIONI VARIABILI.....	13
7.2.1 <i>Sovraccarico uniforme indefinito</i>	13
7.2.2 <i>Azioni climatiche</i>	13
7.3 AZIONI ECCEZIONALI	13
7.4 AZIONE SISMICA	13
7.4.1 <i>Spinta sismica del terreno a tergo del muro</i>	14
7.4.2 <i>Forze d'inerzia</i>	15
8. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	16
8.1 PREMESSA.....	16
8.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	16
8.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI FONDAZIONI SU MICROPALI	18
8.3.1 <i>Verifiche di sicurezza</i>	19
8.3.2 <i>Resistenza di pali soggetti a carichi assiali</i>	20

8.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.....	23
8.4	METODI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	27
8.4.1	Verifiche geotecniche (GEO).....	29
8.4.1.1	Verifiche GEO allo SLU.....	29
8.4.1.2	Verifiche GEO allo SLE.....	34
8.4.1.3	Stima degli spostamenti orizzontali dell'opera.....	35
8.4.1.4	Coefficienti parziali per la resistenza.....	37
8.4.2	Verifiche strutturali (STR).....	37
8.4.2.1	Verifiche STR allo SLE.....	38
8.4.2.2	Verifiche STR allo SLU.....	38
9.	BARRIERE FONOASSORBENTI TIPO 1 E 2.....	39
9.1	AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....	39
9.2	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE.....	40
9.3	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	41
9.4	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE.....	45
9.4.1	Premessa.....	45
9.4.2	Risultati.....	45
9.4.3	Verifiche geotecniche.....	45
9.4.4	Verifiche strutturali.....	46
9.5	VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE.....	48
10.	BARRIERE FONOASSORBENTI TIPO 3 E 4.....	49
10.1	SEZIONE DI VERIFICA TIPO 3.....	49
10.1.1	Risultati delle verifiche geotecniche allo SLU.....	49
10.1.2	Risultati delle verifiche geotecniche allo SLE.....	57
10.1.3	Risultati delle verifiche strutturali allo SLU e SLE.....	58
10.1.4	Considerazioni e riepilogo dei risultati.....	66
10.2	SEZIONE DI VERIFICA TIPO 4.....	67
10.2.1	Risultati delle verifiche geotecniche allo SLU.....	67
10.2.2	Risultati delle verifiche geotecniche allo SLE.....	75
10.2.3	Risultati delle verifiche strutturali allo SLU e SLE.....	76
10.2.4	Considerazioni e riepilogo dei risultati.....	84

1. PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde e superficiali delle barriere fonoassorbenti (FOA) presenti lungo il tracciato in progetto nell'ambito della nuovo collegamento tra la Valfontanabuona e l'autostrada A12- Genova-Roma.

In particolare si prevedono barriere integrate:

- TIPO 1: FOA integrata H= 5.00m su fondazione profonda costituita da micropali ϕ 139.7m Sp10.0 ϕ_{Perf} 220, lunghezza L = 12.0 m
- TIPO 2: FOA integrata H= 3.00m su fondazione profonda costituita da micropali ϕ 139.7m Sp10.0 ϕ_{Perf} 220, lunghezza L = 9.0 m
- TIPO 3: FOA integrata H= 6.00m in spartitraffico su fondazione superficiale
- TIPO 4: FOA integrata H= 3.00m su fondazione superficiale

Tutte le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 - NTC 2008).

2. SOFTWARE DI CALCOLO

Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003).

Geotechnical Survival Software 3.0.0 (GEI s.r.l.)

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 BIBLIOGRAFIA

- [1] COLLOTTA T. [2006] - "Prontuario interattivo di geotecnica Volumi 1, 2, 3 e 4".
- [2] Terzaghi K., Peck R.B. "Soil mechanics in engineering practice" John Wiley, New York (1st edn), 1948
- [3] Hansen J.B. – "Ultimate resistance of Rigid piles against transverse forces" Danish Geotechnical Int. Report 12., 1961
- [4] Broms B.B. – "Design of laterally-loaded piles" Proc. Am. Soc. Civ. Engrs. – J- Soil Mech. Found. Div. Mar 1965
- [5] Welch R.C., Reese L.C. - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" – Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin, 1972
- [6] Stroud M.A. "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proc. European symposium on penetration testing, 367-375, 1974
- [7] Reese L.C., Cox W.R, Koop F.D. - "Analysis of laterally loaded piles in sand" – Paper N° OCT 2080, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- [8] Reese L.C., Cox W.R. Koop F.D. - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" – Paper N° OCT 2313, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- [9] Reese L.C, Welch R.C. - "Lateral loading of deep foundations in stiff clay" – Journal of the geotechnical Division, ASCE, Vol. 101, No GT7, Proceedings Paper 11456, 1975
- [10] Duncan J.M., Buchignani A.L. "An engineering manual for settlement studies" Dept. of Civil Engineering - University of California, Berkeley, 1976
- [11] Bustamante M. e Gianceselli L. - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam, 1982

- [12] NAVFAC-DM 7 "Design Manual - Soil mechanics, foundations, and earth structures" DEPT. OF THE NAVY - NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND, 1982
- [13] Koutsoftas D.C., Ladd C.C. "Design Strength of an Offshore Clay" PhD Thesis University of Texas at Austin, 1985
- [14] Cestari F. "Prove Geotecniche in sito" ed. GEO-GRAPH s.n.c. 1990
- [15] Bustamante M. & Doix B. – "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" – Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140, nov.-déc., ref. 3047, 1985

3.2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- [16] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [17] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [18] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [19] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [20] UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

4. **MATERIALI**

Calcestruzzo per fondazione muro:

- Caratteristica di resistenza minima C28/35
- Classe di esposizione XC2

- Copriferro minimo per cordolo 40 mm

Calcestruzzo per elevazione muro:

- Caratteristica di resistenza minima C32/40
- Classe di esposizione XC4
- Copriferro minimo per cordolo 40 mm

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C.
fyk > 450 Mpa ftk > 540 Mpa

Acciaio in profili a sezione cava:

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Malta e Miscela cementizia per micropali

- Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori
- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2.

5. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

5.1 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Il terreno a tergo dell'opera di sostegno è costituito dal rilevato stradale mentre per quanto riguarda i terreni di fondazione sono presenti terreni di riporto.

Quindi, secondo quanto indicato nella relazione geotecnica generale si farà riferimento ai seguenti parametri geotecnici caratteristici:

Rilevato stradale (Terreno di riempimento):

γ	= peso di volume totale	19-20 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	35°
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci	0 kPa

Copertura (Terreno di fondazione):

γ	= peso di volume totale	19-20 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	32-38°
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci	0 kPa
E	= modulo di Young	20-40 MPa

Substrato Roccioso (Terreno di fondazione):

γ	= peso di volume totale	25-27 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	>18°
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci	>30 kPa
C_u	= coesione in termini di sforzi non drenati	300-400 kPa
E	= modulo di Young	100-200 MPa

I parametri di progetto per le verifiche geotecniche agli stati limite ultimi saranno definiti applicando i coefficienti riduttivi definiti dalla normativa vigente.

5.2 LIVELLO DELLA FALDA

La quota di falda è tale da poter essere trascurata nei calcoli in quanto risulta essere ad una profondità non significativa per le verifiche dei muri.

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

6.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Sulla base di quanto evidenziato nella relazione geotecnica generale il terreno di fondazione può essere classificato di Categoria E: “*Depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina con spessori non superiore a 20 m posti sul substrato di riferimento (con V_s 800 m/s)*”.

6.2 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Come stabilito nel C.S.A. la progettazione delle strutture farà riferimento a:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso / Coefficiente d'uso $IV / C_U = 2.0$

in base a ciò risulta:

- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

6.3 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Si riporta, nelle illustrazioni seguenti, l'identificazione sismica del sito in esame:

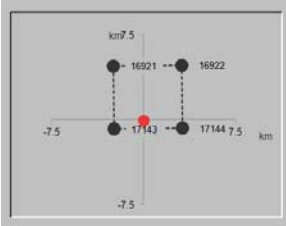
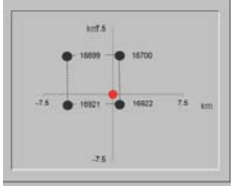
ID	Denominazione	Punti della griglia adiacenti (da Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP, 2009)	Parametri di definizione dell'azione sismica interpolati al punto di interesse.																									
1	Svincolo A12		<table border="1"> <thead> <tr> <th>SLATO LIMITE</th> <th>T_R [anni]</th> <th>a_g [g]</th> <th>F_o [-]</th> <th>T_C^* [s]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLO</td> <td>60</td> <td>0.039</td> <td>2.551</td> <td>0.228</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>101</td> <td>0.047</td> <td>2.527</td> <td>0.254</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>949</td> <td>0.108</td> <td>2.518</td> <td>0.292</td> </tr> <tr> <td>SLC</td> <td>1950</td> <td>0.140</td> <td>2.484</td> <td>0.297</td> </tr> </tbody> </table>	SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]	SLO	60	0.039	2.551	0.228	SLD	101	0.047	2.527	0.254	SLV	949	0.108	2.518	0.292	SLC	1950	0.140	2.484	0.297
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]																								
SLO	60	0.039	2.551	0.228																								
SLD	101	0.047	2.527	0.254																								
SLV	949	0.108	2.518	0.292																								
SLC	1950	0.140	2.484	0.297																								
4	SP22		<table border="1"> <thead> <tr> <th>SLATO LIMITE</th> <th>T_R [anni]</th> <th>a_g [g]</th> <th>F_o [-]</th> <th>T_C^* [s]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLO</td> <td>60</td> <td>0.041</td> <td>2.534</td> <td>0.230</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>101</td> <td>0.051</td> <td>2.529</td> <td>0.251</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>949</td> <td>0.119</td> <td>2.505</td> <td>0.290</td> </tr> <tr> <td>SLC</td> <td>1950</td> <td>0.153</td> <td>2.476</td> <td>0.294</td> </tr> </tbody> </table>	SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]	SLO	60	0.041	2.534	0.230	SLD	101	0.051	2.529	0.251	SLV	949	0.119	2.505	0.290	SLC	1950	0.153	2.476	0.294
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]																								
SLO	60	0.041	2.534	0.230																								
SLD	101	0.051	2.529	0.251																								
SLV	949	0.119	2.505	0.290																								
SLC	1950	0.153	2.476	0.294																								

Figura 1: Identificazione del grado di sismicità del sito

Si verifica allo stato limite di salvaguardia della vita con una probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 10%, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R :

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = -100 / \ln(1-0.10) = 949 \text{ anni}$$

Trattandosi di zone con inclinazione media del pendio nell'intorno dell'opera superiore a 15°, si associa al sito di riferimento una categoria topografica T2.

Di seguito si riportano i valori di accelerazione di picco e gli altri parametri significativi degli spettri di progetto, per la zona di interesse:

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE SLV ($T_R = 475$ ANNI)						
Sito	Sottosuolo	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]	S_s [-]	S_T [-]
Svincolo A12	E	0.108	2.518	0.254	1.6	1.2
SP22	E	0.119	2.505	0.290	1.6	1.2

Tabella 1: Parametri di riferimento per la progettazione sismica

Da notare che l'azione sismica non è dimensionante ai fini delle verifiche sia strutturali che geotecniche, sicché si ometteranno tali analisi.

7. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

7.1 AZIONI PERMANENTI

7.1.1 Pesi propri

Per il calcolo del peso proprio delle strutture si assumono i pesi unitari di seguito indicati:

- Struttura in c.a. $\gamma_1 = 25.0 \text{ kN/m}^3$;
- Terreno di ritombamento: $\gamma_2 = 19.0 \text{ kN/m}^3$.

7.1.2 Spinta delle terre

La valutazione delle spinte delle terre viene effettuata considerando quale paramento ideale del muro il piano verticale passante dal filo interno della platea di fondazione; l'angolo di attrito tra paramento verticale e terreno può essere considerato pari a $0.50\phi'$, con ϕ' angolo di resistenza al taglio di progetto.

Nelle verifiche la spinta del terreno viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

- $\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z;
- K_a = coefficiente di spinta attiva;
- q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito;
- c' = coesione efficace.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito:

- per $\beta \leq \phi - \theta$:

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

- per $\beta \leq \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

- ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno
- β = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)
- ψ = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ($>90^\circ$ per parete inclinata verso valle)
- δ = angolo di attrito muro-terreno
- θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

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

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. § 6.4.1).

La spinta attiva risultante P_a risulta inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$$P_{AH} = P_a \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

$$P_{AV} = P_a \cdot \sin \delta$$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastri-forme, ...).

Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

7.2 AZIONI VARIABILI

7.2.1 Sovraccarico uniforme indefinito

Nel caso specifico si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme indefinito dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa, che dà luogo ad un incremento di spinta attiva dovuta al solo peso proprio del terreno secondo quanto indicato nel paragrafo § 6.1.2.

Nelle condizioni sismiche si terrà conto di un sovraccarico accidentale dovuto al traffico stradale pari a 20% del sovraccarico stradale in condizioni statiche.

7.2.2 Azioni climatiche

Nel caso specifico delle barriere antirumore si ha, in condizioni statiche, che le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- peso proprio dei pannelli (distinti in pannelli in alluminio e in cls) e dei montanti;
- azione statica del vento da Normativa

I carichi agenti in fondazione sono riportati nella relazione di calcolo strutturale allegata al progetto.

7.3 AZIONI ECCEZIONALI

Nel caso specifico, considerando il traffico veicolare al di sopra della sommità del muro e la presenza della barriera stradale montata sopra la sommità del muro, si è tenuto conto di un sovraccarico eccezionale dovuto all'azione dell'urto causata da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza stessi (Guard-Rail), attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN applicata a 1.0 m sopra il livello del piano di marcia.

7.4 AZIONE SISMICA

Nelle verifiche sismiche le azioni generate dal sisma ed agenti sulla struttura sono considerate come segue:

1. spinta sismica del terreno a tergo del muro
2. forze d'inerzia orizzontali F_i del muro e del terreno.

3. Aliquota pari al 20% del sovraccarioco accidentale in condizioni statiche

7.4.1 Spinta sismica del terreno a tergo del muro

Per muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca ad $H/2$ con distribuzione rettangolare. La spinta a tergo del muro in condizioni sismiche è stata valutata, in modulo, semplicemente sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche K_a il coefficiente K_{as} (coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche):

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_{as} - 2c' \sqrt{K_{as}}$$

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche viene effettuato come già indicato nel precedente paragrafo 6.1.2. La risultante delle spinte totali è coincidente con la componente delle spinte orizzontali in quanto per le condizioni sismiche $\delta = 0$.

I coefficienti di accelerazione sismica k_h e k_v valgono rispettivamente:

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione
- g = accelerazione di gravità
- β_m = coefficiente riduttivo che tiene conto dei possibili spostamenti dell'opera

L'accelerazione massima è stata valutata come:

$$a_{max} = a_g S_S S_T$$

in cui:

- a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido
- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Il coefficiente riduttivo β_m viene desunto dalla tabella 7.11.11 della normativa vigente qui di seguito riprodotta:

Intervallo dell'accelerazione sismica	β_m	
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.18

Tabella 2: Coefficiente riduttivo β_m per gli spostamenti dell'opera

Per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m viene assunto pari all'unità.

7.4.2 Forze d'inerzia

Le forze di inerzia del muro, del terreno direttamente poggiante su di esso e delle eventuali strutture collegate sono state valutate come:

$$F_p = k_h W_i$$

$$F_v = \pm k_v W_i$$

in cui k_h e k_v sono, rispettivamente, il coefficiente di accelerazione sismica orizzontale ed il coefficiente di accelerazione sismica verticale di cui al paragrafo precedente e W_i è il peso della struttura considerata. Tali azioni sono applicate nel baricentro della struttura.

8. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

8.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi fondazionali nelle NTC 2008 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, sia per il caso statico che per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC 2008 nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

8.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. rif [16], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. rif [16]})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e

R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

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

Tabella 3: Coefficienti parziali sulle azioni

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 4: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. rif [16]).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. rif [16]})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e

C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

8.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI FONDAZIONI SU MICROPALI

Per l'approccio progettuale adottato (*Approccio 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- la prima combinazione (STR), per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A1), è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
- la seconda combinazione (GEO), per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A2), è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Per entrambe le combinazioni, i coefficienti parziali sui materiali (M1) sono identici, mentre sulle resistenze (R1) e (R2) sono definiti specificatamente in funzione della differente combinazione.

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (STR): $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M1 + R2$

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif [16]).

Resistenza		Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
------------	--	--------------	-----------------	------------------------

	γ_R	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 (compressione)	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale ⁽³⁾	γ_T	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale (trazione)	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

⁽³⁾ – da applicare alle resistenti caratteristiche dedotte da risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 5: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4. II NTC)

8.3.1 Verifiche di sicurezza

Come riportato al par. 6.4.3.1 della Normativa di riferimento NTC 2008 per le opere di fondazione su pali e micropali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo statico e in campo sismico (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE):

- SLU di tipo Geotecnico (Comb. GEO), relative a condizioni di:
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione – la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali è condotta confrontando la massima azione di compressione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a compressione del palo singolo $R_{c,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo dei micropali con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione – se presente – la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali di trazione è condotta confrontando la massima azione di trazione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a trazione del palo singolo $R_{t,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo dei micropali con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
- SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:

- Verifica della resistenza strutturale dei pali – valutata confrontando le resistenze strutturali di progetto con la massima azione agente sui singoli pali tramite l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione – valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei pali con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale.

8.3.2 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

I calcoli della capacità portante dei pali con riferimento ad una analisi agli stati limite sono state condotte come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).

La resistenza caratteristica (R_k) del palo singolo può essere determinata mediante tre approcci distinti:

- a) da risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) da metodi di calcolo analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici oppure con relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (CPT, SPT, pressiometriche, ecc.);
- c) da risultati da prove dinamiche di progetto su pali pilota.

Nelle verifiche condotte nel presente documento la resistenza caratteristica (R_k) è stata stimata adottando l'approccio "b".

Si è proceduto come di seguito descritto.

Caso b) con riferimento alle procedure analitiche di seguito illustrate, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{\text{MEDIA}}}{\xi_3}; \frac{R_{\text{MIN}}}{\xi_4} \right\};$$

con: R_{MEDIA} e R_{MIN} le resistenze calcolate e i fattori di correlazione ξ in funzione del numero di verticali indagate.

Qualora si abbiano a disposizione prove in sito continue (prova tipo CPT o DMT) o discontinue (SPT, pressiometriche, ecc.), ma con passi di campionamenti sufficientemente fitti da considerare una misura continua con la profondità, la stima della resistenza caratteristica è condotta secondo i seguenti passi:

- 1 per ogni verticale di indagine si calcola il profilo di resistenza con la profondità in funzione delle prove in sito e di laboratorio assumendo i valori medi a disposizione nella singola verticale
- 2 stima, tra quelli calcolati, del profilo di resistenza medio (R_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN});
- 3 la resistenza caratteristica R_k , a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 6).

Qualora, invece, si abbiano a disposizione prove in sito o di laboratorio discrete si procederà secondo il seguente schema:

- 1 per ogni strato vengono scelti il valore medio e minimo tra tutti i valori a disposizione necessari per il calcolo del profilo di resistenza con la profondità;
- 2 stima del profilo di resistenza medio (R_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN}) adottando i parametri medi e minimi ottenuti al punto precedente;
- 3 la resistenza caratteristica (R_k), a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 6).

Numero prove di indagine	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

Tabella 6: Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC)

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati Tabella 5.

In seguito la resistenza di progetto R_d viene confrontata con le azioni assiali, di compressione o di trazione, provenienti dall'analisi della fondazione di pali al variare delle combinazioni di carico.

I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e trazione sono illustrati nel seguito.

La portata limite (Q_{LIM}) di un palo è stata calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_{Si} \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{LIM} = W + Q_{L,LIM} = \gamma'_{cls} \left(\sum_i \Delta H_i \right) \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_{Si} \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{trazione}$$

con:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base (assunta nulla nel caso di trazione);

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

W = peso proprio del palo;

q_b = portata unitaria di base;

γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato

A_B = area di base;

D_{Si} = diametro del concio i^{mo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di palo;

$\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo;

8.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.

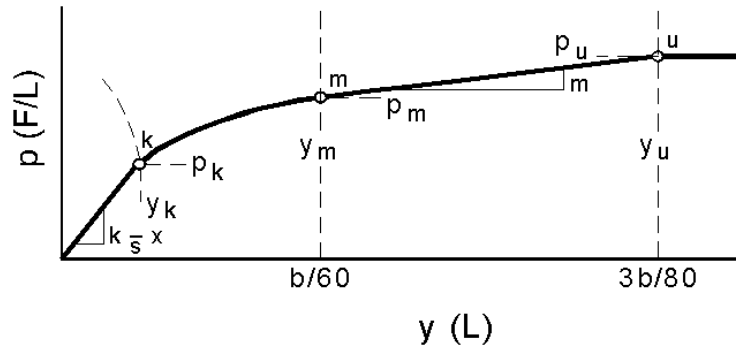
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP.

Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno-struttura mediante curve p-y. Le curve p-y, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

Reese, Cox e Koop (1975)	per sabbie
Welch e Reese (1975)	per argille tenere sotto falda
Reese, Cox e Koop (1975)	per argille dure sotto falda
Reese–Welch (1972)	per argille dure sopra falda

I metodi di calcolo sono descritti sinteticamente nelle pagine seguenti con riferimento sia a carichi statici sia a carichi ciclici.

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) +$$

$$+ \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

y spostamento orizzontale

γ peso di volume efficace

z profondità da p.c.

K_0 coefficiente di spinta a riposo

ϕ angolo di attrito

$\beta = 45 + \phi/2$

$\alpha = \phi/2$

D diametro del palo

$K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_i \cdot p$

3- calcolo di $p_m = B_i \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

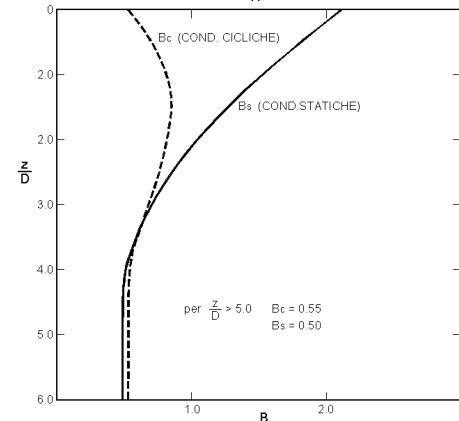
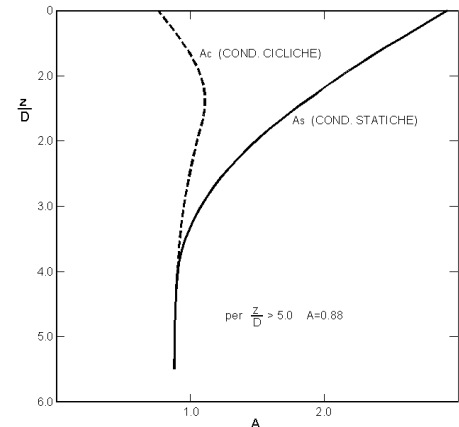
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

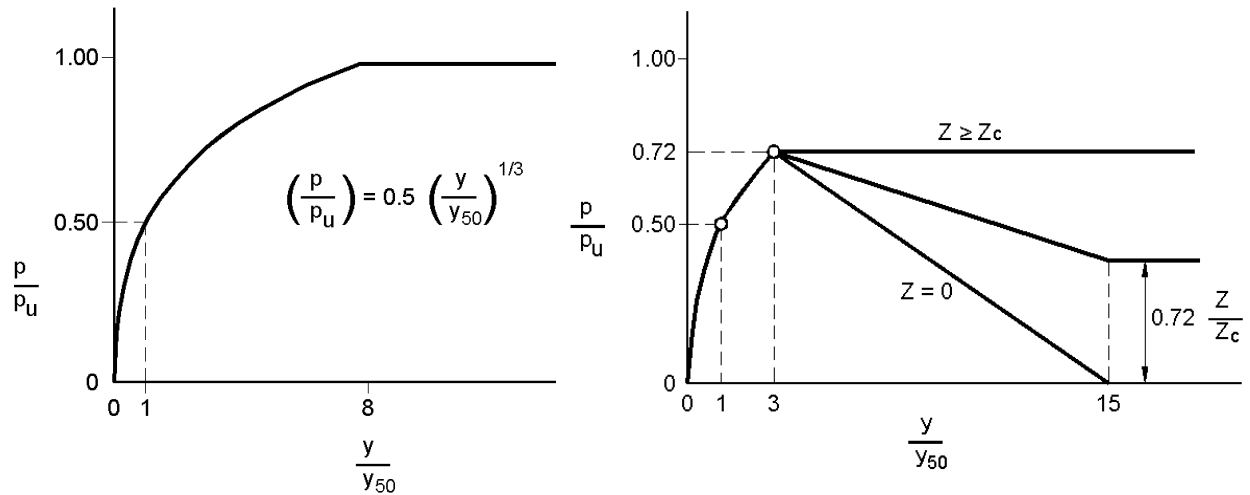
$$p = Cy^{1/n}$$

dove:

$$n = p_m / my_m$$

$$C = p_m / (y_m)^{1/n}$$



Modello Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto faldaper carichi statici

$$p_{u1} = [3 + \sigma'/c_u + (J/D)z] c_u D \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1 + \tan \delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

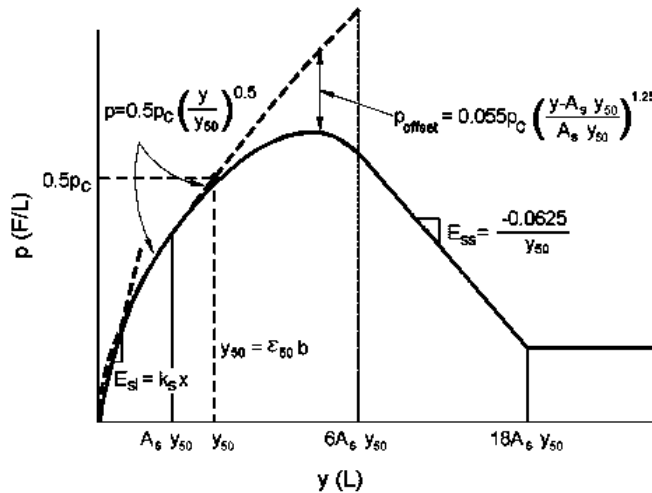
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

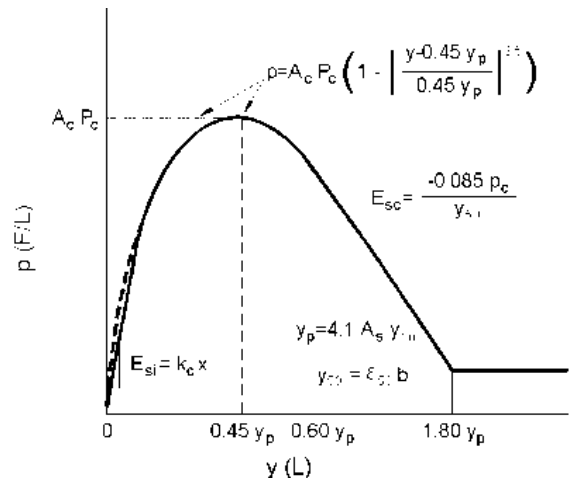
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

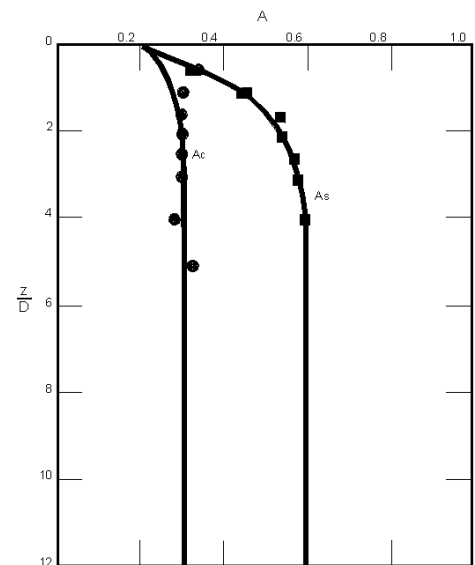
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

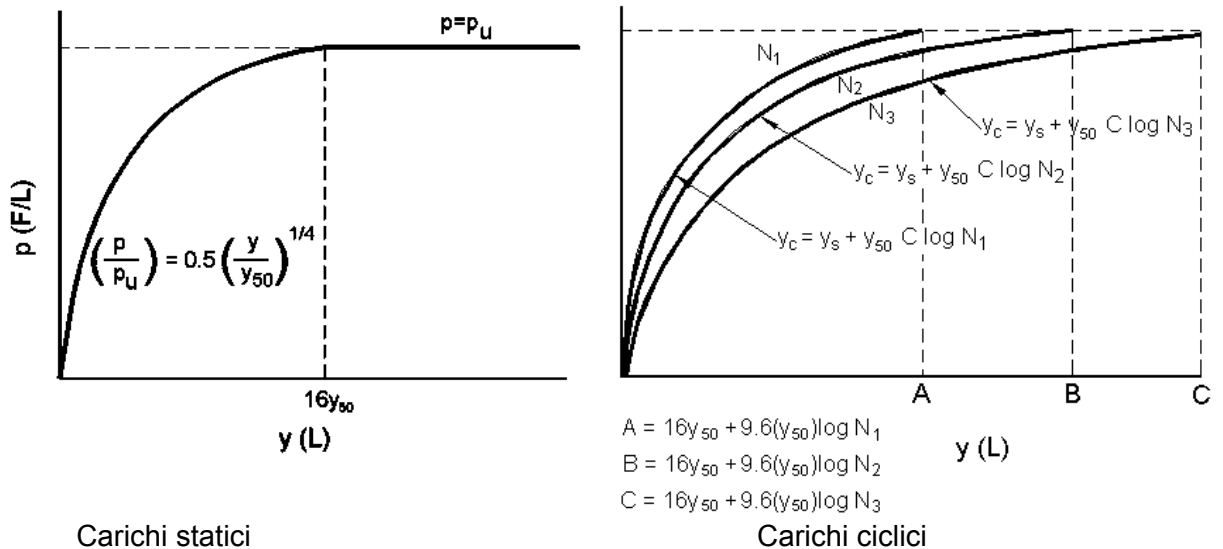
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



Modello Welch-Reese (1972) e Reese-Welch () per argille dure sopra falda



$$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \epsilon_{50} D)$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

8.4

8.5 METODI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI.

Il progetto e la verifica della struttura in questione è stata eseguita mediante il metodo degli “Stati Limite”, verificando:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):
 - scorrimento sul piano di posa
 - verifica al ribaltamento
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
2. SLE di tipo geotecnico (GEO):
 - Cedimenti dell'opera
 - Spostamenti orizzontali
 - Rotazioni
3. SLU di tipo strutturale (STR):
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali
4. SLE di tipo strutturale (STR):
 - raggiungimento dello stato limite nei confronti della corrosione e/o dell'eccessivo degrado.

Le verifiche sono state effettuate con riferimento all'Approccio 1, Combinazioni 1 (A1+M1+R1) e 2 (A2+M2+R2) rispettivamente per le verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO). Fa eccezione la verifica al ribaltamento del muro per cui, in accordo alla normativa vigente, la verifica è stata condotta utilizzando i coefficienti parziali delle azioni della tabella 2.6.I (colonna EQU) della normativa ed i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Nelle verifiche allo scorrimento è stata del tutto trascurata la presenza di reazione passiva da parte del terreno a valle dell'opera.

Ai fini delle verifiche allo scorrimento ed al ribaltamento si considera la spinta del terreno agente sul piano verticale passante per l'estremo di monte della platea di fondazione mentre l'elemento resistente risulta costituito dall'insieme dell'opera in c.a. e del terreno di ricoprimento, lato monte, della platea di fondazione.

La stima di cedimenti dell'opera, viste le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dall'opera, non sono mai critiche. Pertanto, i calcoli vengono eseguiti solo formalmente a conferma di tale affermazione.

Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica sia con riferimento alle condizioni statiche che sismiche.

8.5.1 Verifiche geotecniche (GEO)

Nelle verifiche geotecniche si applicano alle azioni ed ai parametri geotecnici del terreno i coefficienti parziali propri delle verifiche GEO (A2+M2+R2) per svolgere le verifiche allo SLU, e si considerano coefficienti parziali unitari sulle azioni e i parametri caratteristici del terreno per svolgere le verifiche allo SLE.

8.5.1.1 Verifiche GEO allo SLU

8.5.1.1.1 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

La risultante delle azioni orizzontali agenti sul muro deve risultare non superiore alla forza resistente costituita dall'attrito sul piano di imposta. Questa a sua volta è valutata come prodotto della risultante delle azioni verticali (ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito in fondazione $\mu = \tan(\phi')$.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

8.5.1.1.2 Verifica al ribaltamento

La somma dei momenti, valutati rispetto allo spigolo di valle della platea di fondazione, dovuti alle azioni agenti sul muro deve risultare non superiore al momento dovuto al peso proprio della struttura e delle masse ad esso collegate (terreno di ricoprimento, eventuale barriera acustica, ...).

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

Ai fini pratici le verifiche sono state condotte utilizzando le medesime azioni e forze resistenti valutate con riferimento alla verifica allo scorrimento (condizione A2+M2+R2) moltiplicando i valori delle diverse azioni/reazioni secondo i coefficienti 0.9 ed 1.1 come indicato nella tabella sottostante:

Fattori amplificativi per l'equilibrio di corpo rigido		
Azioni/Reazioni	favorevole	sfavorevole
Peso del muro e del rinterro	0.9	
Eventuali masse aggiuntive collegate al muro	0.9	
Azione di eventuali tiranti	0.9	
Spinta del terreno, componente statica e sismica		1.1
Forze di inerzia muro, terreno ed eventuali masse aggiuntive collegate		1.1
Spinta dell'acqua e sottospinta idraulica		1.1

Tabella 7: Fattori amplificativi per la verifica al ribaltamento

8.5.1.1.3 Verifica di capacità portante

La capacità portante limite viene valutata, secondo il criterio di Meyerhof, con riferimento alla fondazione equivalente, definita come la parte della fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi è baricentrica.

Per fondazioni rettangolari di dimensioni in pianta B ed L, indicate rispettivamente con e_B ed e_L le due componenti in direzione di B e di L della eccentricità del carico, le dimensioni efficaci B_e ed L_e sono espresse da:

$$B_e = B - 2 e_B \quad L_e = L - 2 e_L$$

Verifiche in termini di sforzi efficaci (terreni granulari)

La pressione limite della fondazione è stata valutata in base alla soluzione di Prandtl (1921) e successive generalizzazioni. Per tenere conto della geometria reale e della presenza della scarpata immediatamente a valle della fondazione si è fatto riferimento all'espressione usata nella forma più generale di seguito riportata:

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

in cui:

- B = dimensione efficace minore della fondazione;
- N_γ, N_q, N_c = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito φ ';
- s_γ, s_q, s_c = fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;
- d_γ, d_q, i_c = fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di imposta;
- i_γ, i_q, i_c = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna circostante la fondazione;
- σ'_{vo} = pressione verticale efficace agente nelle adiacenze della fondazione alla quota del piano di imposta;

I coefficienti di capacità portante N_γ, N_q ed N_c sono ricavati dalle seguenti espressioni (Vesic 1973):

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan(\varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

I coefficienti correttivi possono essere valutati mediante le espressioni:

- $s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 (B/L) (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$
- $s_c = 1 + 0.2 (B/L) (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$
- $i_\gamma = (1 - H / (N + B L c' / \tan \varphi))^{(m+1)}$
- $i_q = (1 - H / (N + B L c' / \tan \varphi))^m$
- $i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi)$
- $m = (2 + B/L) / (1 + B/L)$

- $d_\gamma = 1$
- $d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \arctan (z_f/B)$
- $d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \tan \varphi')$
- $b_\gamma = b_q$
- $b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$
- $b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \varphi')$
- $g_\gamma = g_q$
- $g_q = (1 - \tan \omega)^2$
- $g_c = g_q - (1 - g_q)/(N_c \tan \varphi')$

I simboli utilizzati nelle espressioni precedenti rappresentano :

- z_f = profondità del piano di imposta misurata dal tetto dello strato portante;
- N = componente della risultante dei carichi perpendicolare al piano di imposta (risultante dei carichi verticali nel caso più comune di piano di imposta orizzontale);
- α = inclinazione, in radianti, del piano di imposta, positiva per piano di imposta pendente verso “monte”, cioè in direzione opposta a quella verso cui si presume si sviluppi la rottura;
- ω = inclinazione, in radianti, del piano campagna, positiva per piano campagna pendente verso “valle”, cioè nella direzione verso cui si presume si sviluppi la rottura.

8.5.1.1.4 Verifica di stabilità globale

Si fa ricorso ad un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Tale approccio consente di svincolarsi da tutte le complesse problematiche legate all'analisi dello stato deformativo dell'ammasso e di definire un semplice fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti sull'ammasso (pesi propri, carichi esterni, ecc.).

Come prescritto dalla normativa la verifica viene effettuata secondo la “Combinazione 2” (A2+M2+R2).

L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta con ricorso al codice di calcolo SLOPE/W vers. 5.20 (GEO-SLOPE International, Ltd.). Il calcolo viene condotto utilizzando i metodi dell'equilibrio limite con particolare riferimento a quelli di Bishop semplificato e Morgenstern-Price, considerando forme di superfici di scivolamento compatibili con i cinematismi di rottura attesi. Vengono quindi analizzate tutte le possibili superfici di scivolamento passanti esternamente rispetto all'opera di sostegno (stabilità globale).

La metodologia di calcolo adottata dal programma consiste nell'analizzare molteplici superfici di scivolamento ben definite, fornendone il fattore di sicurezza. La resistenza al taglio agente lungo la superficie di scivolamento necessaria all'equilibrio è calcolata attraverso l'equazione della statica. Il coefficiente di sicurezza è inteso come il fattore per il quale possono essere divisi i parametri di resistenza meccanica del materiale per portare il pendio alle condizioni di equilibrio limite, implicitamente assunto costante lungo tutta la superficie di scivolamento. Nello specifico, nel metodo di Bishop si divide la massa di terreno interessata dal cinematismo in più conci assumendo che le azioni agenti all'interfaccia dei conci stessi abbiano risultante orizzontale, trascurando gli sforzi di taglio all'interfaccia tra i vari volumetti.

Le forze di inerzia, orizzontali e verticali, applicate alle masse in condizioni sismiche sono valutate mediante i coefficienti k_h e k_v di cui al paragrafo § 6.4.1. Il coefficiente β , in questo caso denominato β_s , assume i valori indicati nella tabella 7.11.I della normativa vigente e qui di seguito riprodotta:

Intervallo dell'accelerazione sismica	β_s	
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.20

Tabella 8: Coefficiente riduttivo β_s per le verifiche di stabilità globale

8.5.1.2 Verifiche GEO allo SLE

8.5.1.2.1 Stima dei cedimenti dell'opera

Come noto, il problema dei cedimenti può essere diviso in cedimento immediato, cedimento di consolidazione primario e cedimento dovuto alla deformazione differita nel tempo dopo il termine del processo di consolidazione primario, detto anche cedimento secondario. La consolidazione primaria è associata ai processi di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e si esaurisce in tempi relativamente brevi, mentre la consolidazione secondaria, legata a fenomeni di origine viscosa, si sviluppa in tempi molto più lunghi.

Dato che l'opera in esame è fondata sui terreni di natura incoerente, i cedimenti di consolidazione non assumono alcuna rilevanza e sarà l'oggetto di studio soltanto il cedimento immediato e quindi, si è tenuto conto dei moduli di elasticità delle formazioni presenti.

È da tener conto che la costruzione di un rilevato stradale tra i muri comporta un incremento di tensione sul terreno che si trasferisce in profondità con un progressivo decremento fino ad annullarsi. Prima di procedere nella stima dei cedimenti è dunque necessario calcolare l'incremento di tensione a tali profondità indotto dai lavori.

Con riferimento allo schema riportato, il calcolo dello stato tensionale in profondità deriva dalla seguente relazione di applicazione della teoria del semispazio elastico:

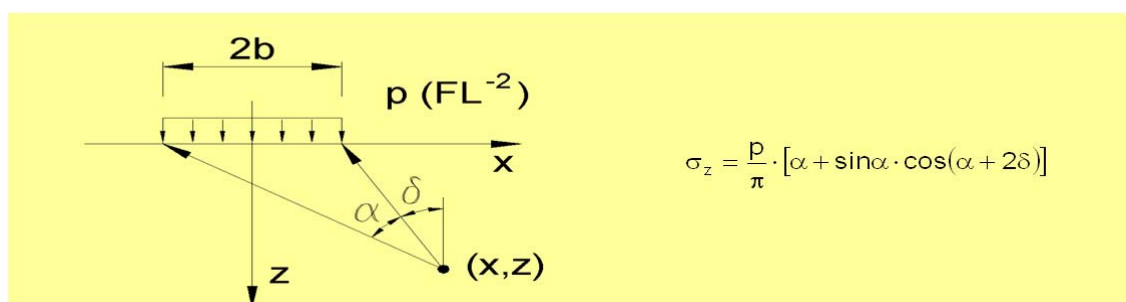


Figura 2: Incremento di tensione indotto dal carico sul terreno

La stima del cedimento immediato in terreni stratificati è valutata mediante la formula seguente:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

- n = numero degli strati di terreno;
- ΔH_i = altezza dello strato i -esimo;
- $\Delta \sigma_{zi}$ = incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i -esimo;
- E_i = modulo elastico dello strato i -esimo.

8.5.1.3 Stima degli spostamenti orizzontali dell'opera

Gli spostamenti orizzontali ε_h indotti da una forza orizzontale T_H agente nella direzione del lato di dimensioni B di una fondazione quadrata o rettangolare poggiante su un semispazio elastico verranno valutati sulla base della seguente espressione:

$$\varepsilon_h = \frac{T_H \cdot (1 - \nu'^2)}{\beta_x \cdot \sqrt{B} \cdot L \cdot E'}$$

in cui:

- ν' = modulo di Poisson del terreno;
- E' = modulo elastico del terreno;
- L = dimensione della fondazione ortogonale al lato B ($L=1.0$ m per le fondazioni continue);
- β_x = coefficiente di influenza per il calcolo di spostamenti (Tab. 7.3).

	L/B						
	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	10.0
ν'	Coefficiente di influenza (β_x)						
0.1	1.040	1.000	1.010	1.020	1.050	1.150	1.25
0.2	0.990	0.938	0.942	0.945	0.975	1.050	1.160
0.3	0.926	0.868	0.864	0.870	0.906	0.950	1.040
0.4	0.844	0.792	0.770	0.784	0.806	0.850	0.940
0.5	0.770	0.704	0.692	0.686	0.700	0.732	0.840

Tabella 9: Coefficiente di influenza β_x per il calcolo di spostamenti (Poulos & Davis, 1974)

Infine, oltre allo spostamento orizzontale ε_h della fondazione, si calcola uno spostamento orizzontale in sommità dell'opera dovuto alla rotazione (vedi § 7.1.2.3).

8.5.1.3.1 Stima delle rotazioni dell'opera

Il profilo dello spostamento medio lungo la base della fondazione (B) nella direzione dell'azione ribaltante può essere impiegato per ottenere l'angolo di rotazione. In alternativa, la rotazione di fondazioni rettangolari soggetta ad un momento verrà valutata sulla base della seguente equazione:

$$\tan \theta = \frac{M \cdot (1 - \nu'^2)}{B^2 \cdot L \cdot E'} \cdot I_\theta$$

dove:

- θ = angolo di rotazione rispetto al verticale;
- E' = modulo elastico del terreno;
- L = dimensione della fondazione ortogonale al lato B ($L=1.0$ m per le fondazioni continue);
- I_θ = coefficiente di influenza per il calcolo delle rotazioni (Tab. 7.4).

Coefficiente di influenza per le fondazioni rigide (I_0)											
L/B	0.10	0.20	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	3.00	5.00	10.00	100.0
I_0	1.59	2.42	3.54	3.94	4.17	4.44	4.59	4.74	4.87	4.98	5.06

Tabella 10: Coefficiente di influenza I_0 per il calcolo di spostamenti (Taylor, 1967)

Il valore ammissibile affinché la rotazione dell'opera non risulti significativa è pari a 0.005 volte l'altezza dell'opera stessa.

8.5.1.4 Coefficienti parziali per la resistenza

Per il caso in oggetto relativo al dimensionamento di un muro di sostegno, i coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo stato limite ultimo precedentemente analizzato sono di seguito indicati. I coefficienti riportati nella tabella saranno applicati sia per le verifiche in condizioni statiche sia per le verifiche in condizioni sismiche.

Fattore di sicurezza per le verifiche geotecniche allo SLU	
Verifica	Coefficiente parziale (R_2)
Scorrimento sul piano di posa	$\gamma_R=1.0$
Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno	$\gamma_R=1.0$
Ribaltamento	$\gamma_R=1.0$
Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno	$\gamma_R=1.1$

Tabella 11: Fattore di sicurezza per le verifiche geotecniche sui muri di sostegno

8.5.2 Verifiche strutturali (STR)

Nelle verifiche strutturali si applicano alle azioni ed ai parametri geotecnici del terreno i coefficienti parziali propri delle verifiche STR (A1+M1+R1) per svolgere le verifiche allo SLU, e si considerano coefficienti parziali unitari sulle azioni e i parametri caratteristici del terreno per svolgere le verifiche allo SLE.

8.5.2.1 Verifiche STR allo SLE

In corrispondenza delle medesime sezioni sono state effettuate le verifiche sulla massima ampiezza delle fessure (*verifica allo stato limite di fessurazione*) e sulle massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature (*verifica delle tensioni in esercizio*).

8.5.2.2 Verifiche STR allo SLU

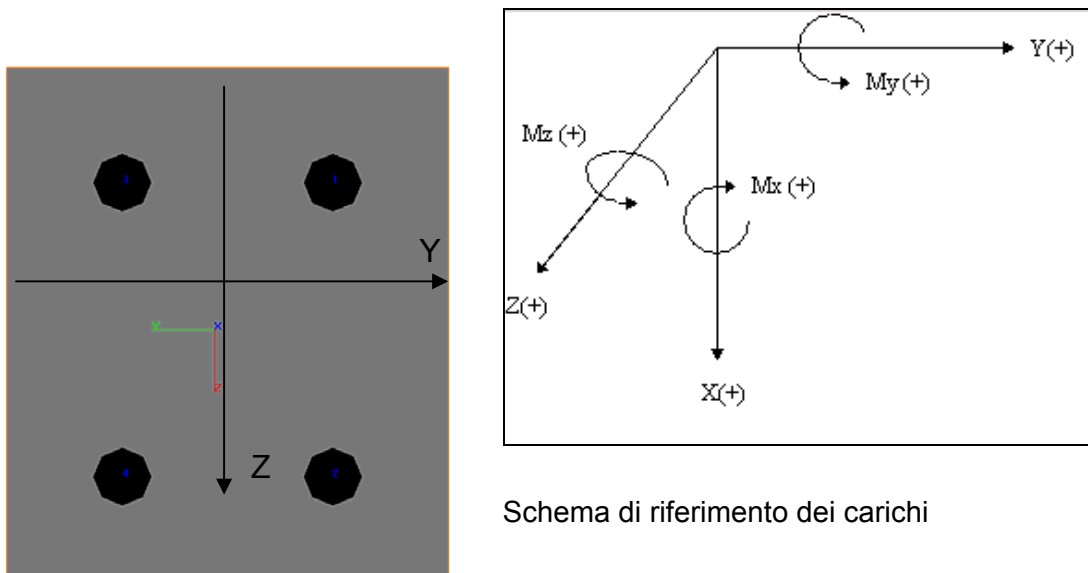
Sarà condotta la verifica in assenza ed in presenza di sisma per le membrature maggiormente sollecitate: il fusto del muro in corrispondenza dell'incastro e la platea di fondazione in corrispondenza della sezione di incastro.

9. BARRIERE FONOASSORBENTI TIPO 1 E 2

9.1 AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riportano i carichi sulle strutture forniti dal progettista strutturale, a cui si rimanda per l'analisi dei carichi in dettaglio.

I segni convenzionali imposti nello studio delle palificate sono rappresentati nella seguente figura (sistema di riferimento del codice di calcolo GROUP per l'analisi delle fondazioni profonde). Le sollecitazioni sono state valutate rispetto all'intradosso del plinto di fondazione.



Schema di riferimento dei carichi

L'asse Y coincide con la direzione longitudinale della palificata

L'asse Z coincide con la direzione trasversale della palificata

L'asse X coincide con la direzione verticale della palificata

Figura 3: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP

COMB	Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
SLE 1	67.1	25.6	-89.6
SLE 2	67.1	-33.3	66.7
SLU 1	87.2	38.4	-134.4
SLU 2	87.2	-38.4	134.4
GEO 1	67.1	33.3	-116.5
GEO 2	67.1	-33.3	116.5

Tabella 12: Azioni sulla fondazione tipo 1

COMB	Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
SLE 1	64.2	15.9	-39.9
SLE 2	64.2	33.3	-66.7
SLU 1	83.5	23.9	-59.8
SLU 2	83.5	-23.9	59.8
GEO 1	64.2	20.7	-51.8
GEO 2	64.2	-20.7	51.8

Tabella 13: Azioni sulla fondazione tipo 2

9.2 PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE

Secondo le NTC'08, nel modello di calcolo dei pali, i coefficienti parziali vengono applicati direttamente alle resistenze laterali e di base (*conservando quindi l'impostazione dei metodi di calcolo tradizionali*), e non ai parametri geotecnici caratteristici del terreno, per tener conto dei numerosi fattori che concorrono alla portanza del palo legati alle modalità ed alle incertezze esecutive.

I parametri caratteristici di resistenza del terreno, sono:

Strato 1:

$$\gamma_K = 19 \text{ KN/mc}$$

$$\phi_k = 33^\circ \div 35^\circ$$

$$N_{\text{SPT}} = 15 \Rightarrow 50 \text{ colpi}$$

Strato 2:

$$\gamma_K = 22 \text{ KN/mc}$$

$$C_u = 300 \div 350 \text{ kPa}$$

Per ottenere i parametri di progetto, i parametri caratteristici sono stati fattorizzati con i coefficienti parziali pari all'unità:

γ_ϕ	=	1.0	γ_c	=	1.0	γ_{cu}	=	1.0
---------------	---	-----	------------	---	-----	---------------	---	-----

Per le analisi di gruppo della palificata, i parametri di input (parametri caratteristici) introdotti nel modello di calcolo Group sono i seguenti:

profondità	γ	Cu	ϕ	c'	K
da 0 (*) a 10.50m	19	-	33	0	15000
da 10.50 a 30.00m	22	300	-	0	250000

- γ \Rightarrow Peso di volume (kN/mc)
Cu \Rightarrow Coesione non drenata (kPa)
 ϕ \Rightarrow Angolo di resistenza al taglio ($^\circ$)
c' \Rightarrow Coesione drenata (kPa)
K \Rightarrow Modulo di reazione iniziale (kN/mc)

9.3 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 8, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei micropali/pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è possibile ottenere i profili di resistenza caratteristica e di progetto riportate nel seguito. La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 8.3.2 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.1 verticale di indagini a disposizione per sistema di fondazione.

I valori delle resistenze di progetto, così trovati sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M1+R2).

coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

resistenza	pali infissi			pali trivellati		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
base: γ_b	1	1.45	1.2	1	1.7	1.35
laterale: γ_s	1	1.45	1.2	1	1.45	1.15
lat. Trazione	1	1.6	1.3	1	1.6	1.25

fattori di correzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

n verticali	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.55	1.5	1.42	1.34	1.28	1.2

Dall'esame delle figure risulta che i valori caratteristici di resistenza a compressione e trazione sono pari a:

Sezione tipo 1 L=11.50m

Rd = 158 kN compressione

A1+M1+R2

Rd = -86 kN trazione

A1+M1+R2

Sezione tipo 2 L=8.50m

Rd = 73 kN compressione

A1+M1+R2

Rd = -38 kN trazione

A1+M1+R2

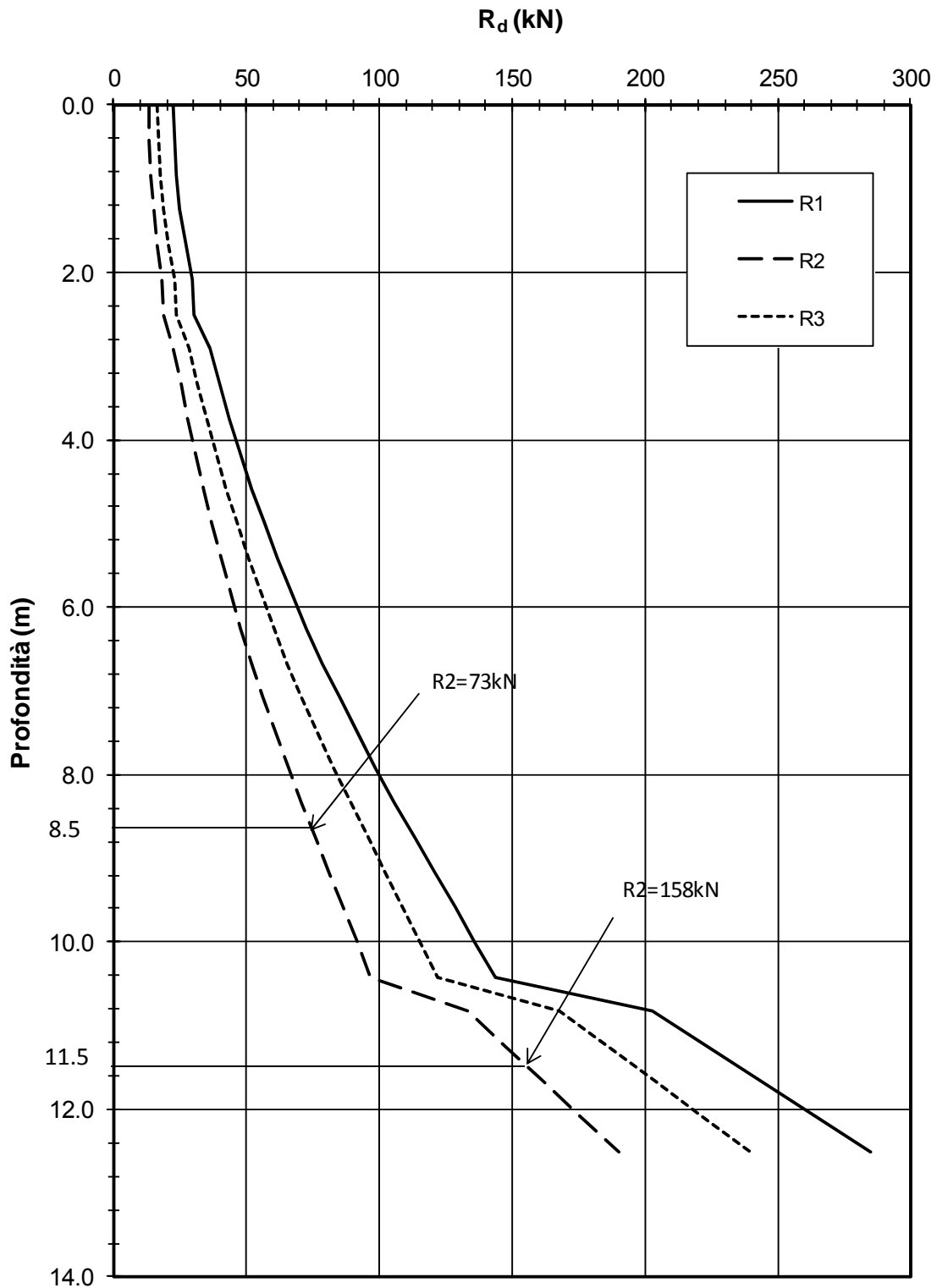


Figura 4: Resistenza di progetto del micropalo a compressione

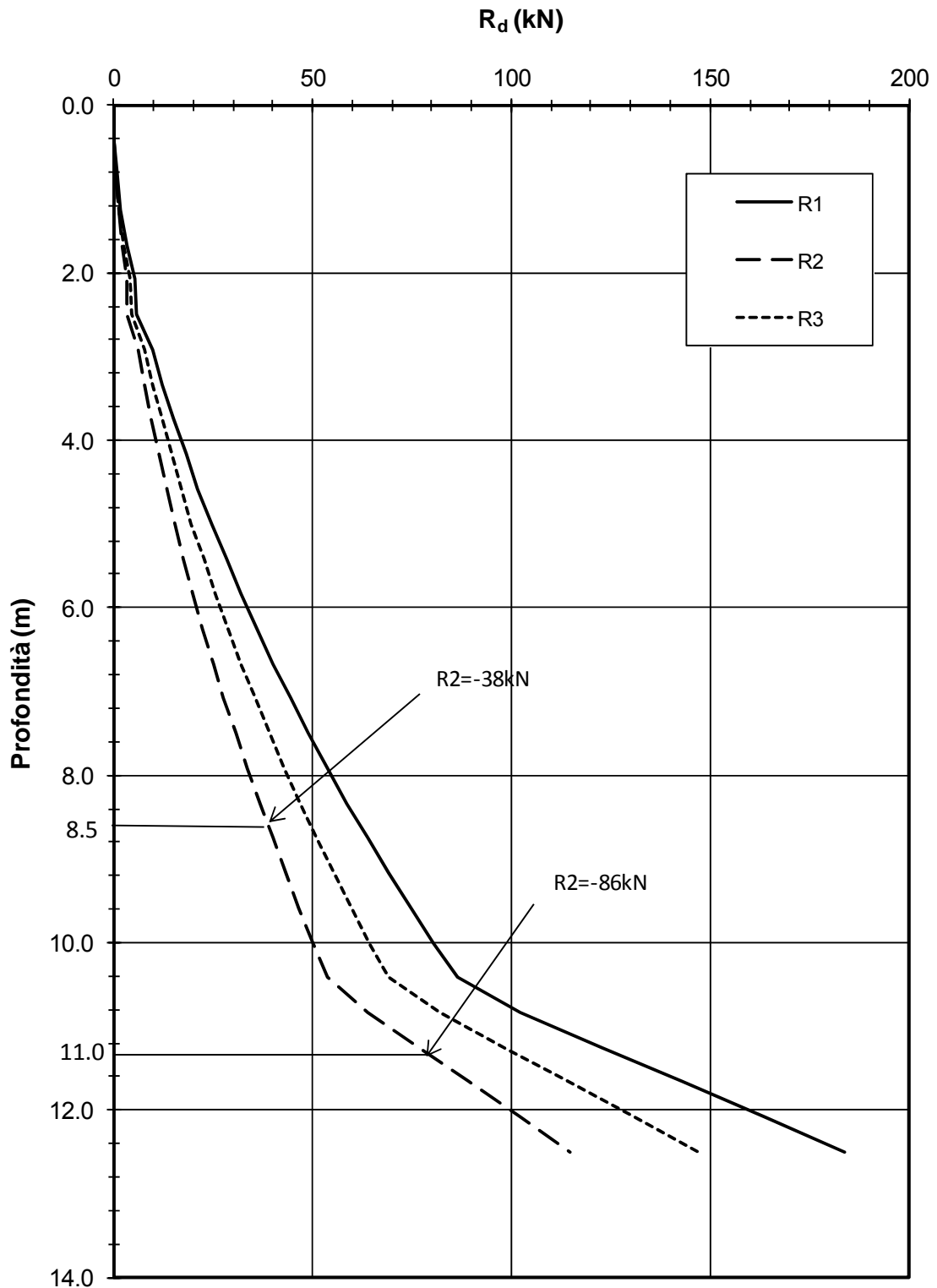


Figura 5: Resistenza di progetto del micropalo a trazione

9.4 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

9.4.1 Premessa

Nella seguente figura è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

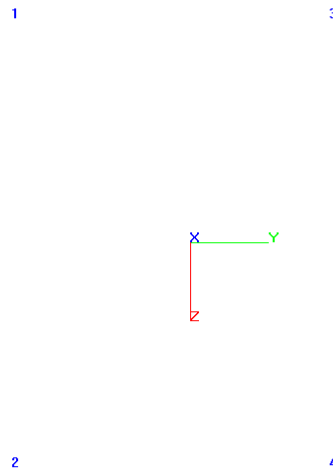


Figura 6: Numerazione Micropali

9.4.2 Risultati

In appendice si riportano le azioni agenti sui singoli micropali.

9.4.3 Verifiche geotecniche

Nella seguente tabella sono riportate le azioni assiali, utili al dimensionamento geotecnico del singolo micropalo di fondazione.

SLU GEO			Palo (-)	Combinazione (-)
N_{MAX}	(kN)	104	3-4	1
N_{MIN}	(kN)	-70.6	1-2	1

Tabella 14: Tipo 1- Carichi assiali massimi e minimi per verifiche geotecniche

SLU GEO			Palo (-)	Combinazione (-)
N_{MAX}	(kN)	56.7	3-4	1
N_{MIN}	(kN)	-24.6	1-2	1

Tabella 15: Tipo 2- Carichi assiali massimi e minimi per verifiche geotecniche

Dove N_{MAX} e N_{MIN} sono rispettivamente l'azione assiale massima (in compressione) e minima (in trazione) agente sul singolo micropalo.

Le azioni assiali massime e minime devono essere confrontate con i valori delle resistenze riportati nel Paragrafo 9.3.

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.4.4 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni massime e minime agenti sui singoli micropali sono riportate nella seguente tabella.

SLU STR			Palo (-)	Combinazione (-)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
N_{MAX}	(kN)	123.0	3-4	1	-	6.4	6.3
N_{MIN}	(kN)	-79.8	1-2	1	-	5.5	5.8
M_{MAX}	(kNm)	6.3	3-4	2	-74.5	10.5	-
T_{MAX}	(kN)	10.5	3-4	2	-74.5	-	6.3

Tabella 16: Tipo 1 - Sollecitazioni massime e minime per verifiche strutturali

SLU STR			Palo (-)	Combinazione (-)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
N_{MAX}	(kN)	68.0	3-4	1	-	5.5	3.1
N_{MIN}	(kN)	-26.3	1-2	1	-	6.4	2.6
M_{MAX}	(kNm)	3.2	3-4	2	-21.4	6.5	-
T_{MAX}	(kN)	6.5	3-4	2	-21.4	-	3.2

Tabella 17: Tipo 2 - Sollecitazioni massime e minime per verifiche strutturali

Dove:

- N: sollecitazione assiale;
- T: sollecitazione di taglio;
- M: momento flettente.

Si riporta di seguito il prospetto con le verifiche strutturali relative alle sollecitazioni massime e minime che agiscono sui singoli micropali.

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO

Materiale			Azioni di calcolo		Max N	Min N	Mmax	Tmax
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s kN/m	123.0	-79.8	-74.5	-74.5
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mb}	1.05 -	Taglio	v_s kN/m	6.4	5.5	10.5	10.5
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s kNm/m	6.3	5.8	6.3	6.3
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico		Max N	Min N	Mmax	Tmax
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ -	1	1	1	1
Diametro esterno	D	139.7 mm	Interasse	i m	1	1	1	1
Spessore (s <= 40 mm)	s	10 mm	Azioni di progetto		Max N	Min N	Mmax	Tmax
Diametro interno	d	119.7 mm	Azione assiale	N_{sd} kN	123	-80	-75	-75
Momento d'inerzia	I	1.38E-04 m ⁴	Taglio	V_{sd} kN	6	6	11	11
Area sezione trasversale	A	4.07E-03 m ²	Momento	M_{sd} kNm	6	6	6	6
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	1.69E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)		Max N	Min N	Mmax	Tmax
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	2.59E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ -	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	4.07E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n -	0.089	-0.058	-0.054	-0.054
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	56	57	57	57
Azioni resistenti elementari			Verifiche		Max N	Min N	Mmax	Tmax
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	1378 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	506 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	57 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

Tabella 18: Tipo 1 - Verifiche strutturali armatura micropali.

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO

Materiale			Azioni di calcolo		Max N	Min N	Mmax	Tmax
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s kN/m	68.0	-26.3	-21.4	-21.4
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mb}	1.05 -	Taglio	v_s kN/m	5.5	6.4	6.5	6.5
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s kNm/m	3.1	2.6	6.3	6.3
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico		Max N	Min N	Mmax	Tmax
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ -	1	1	1	1
Diametro esterno	D	139.7 mm	Interasse	i m	1	1	1	1
Spessore (s <= 40 mm)	s	10 mm	Azioni di progetto		Max N	Min N	Mmax	Tmax
Diametro interno	d	119.7 mm	Azione assiale	N_{sd} kN	68	-26	-21	-21
Momento d'inerzia	I	1.38E-04 m ⁴	Taglio	V_{sd} kN	6	6	7	7
Area sezione trasversale	A	4.07E-03 m ²	Momento	M_{sd} kNm	3	3	6	6
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	1.69E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)		Max N	Min N	Mmax	Tmax
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	2.59E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ -	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	4.07E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n -	0.049	-0.019	-0.016	-0.016
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	57	57	57	57
Azioni resistenti elementari			Verifiche		Max N	Min N	Mmax	Tmax
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	1378 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	506 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	57 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

Tabella 19: Tipo 2 - Verifiche strutturali armatura micropali.

Le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

9.5 VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE

La verifica di compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e le distorsioni previste, in condizioni di stati limite di esercizio (SLE) è stata valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali.

La seguente tabella riporta i valori degli spostamenti rilevati sulle singole palificate, in accordo al sistema di riferimento utilizzato per le verifiche con Group.

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
SLE	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
1	6.9950E-05	1.5250E-03	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-4.8010E-04
2	2.6390E-05	-1.9970E-03	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	3.7470E-04

Tabella 20: Tipo 1 - Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione.

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
SLE	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
1	9.3970E-05	9.1320E-04	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-4.3890E-04
2	1.7470E-04	2.5120E-03	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-9.9260E-04

Tabella 21: Tipo 2 - Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione.

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono compatibili con i requisiti prestazioni dell'opera.

10. BARRIERE FONOASSORBENTI TIPO 3 E 4

10.1 SEZIONE DI VERIFICA TIPO 3

La sezione tipo 3 della barriera integrata è ubicata in spartitraffico in corrispondenza della FOA01 e la sezione tipo è riportata in

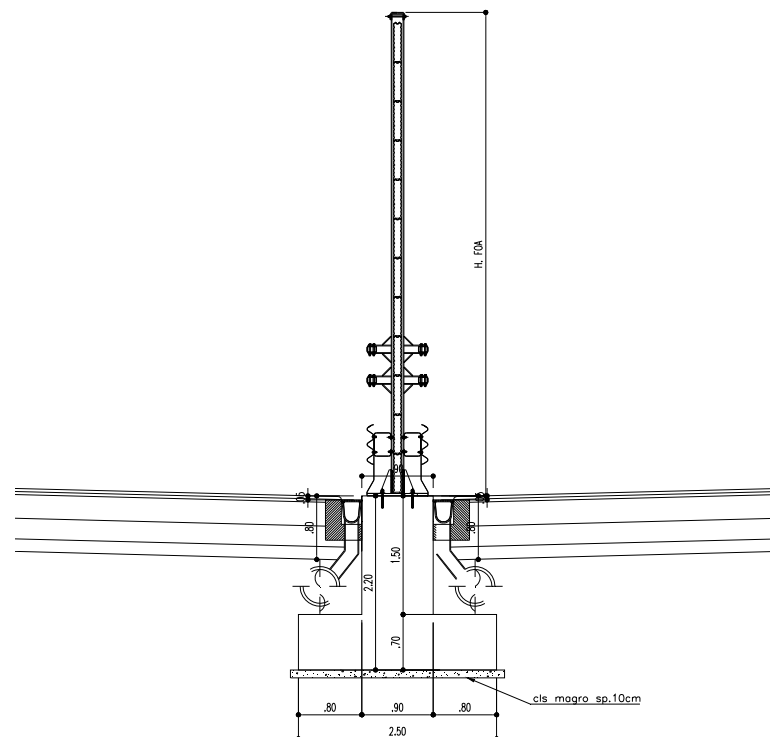
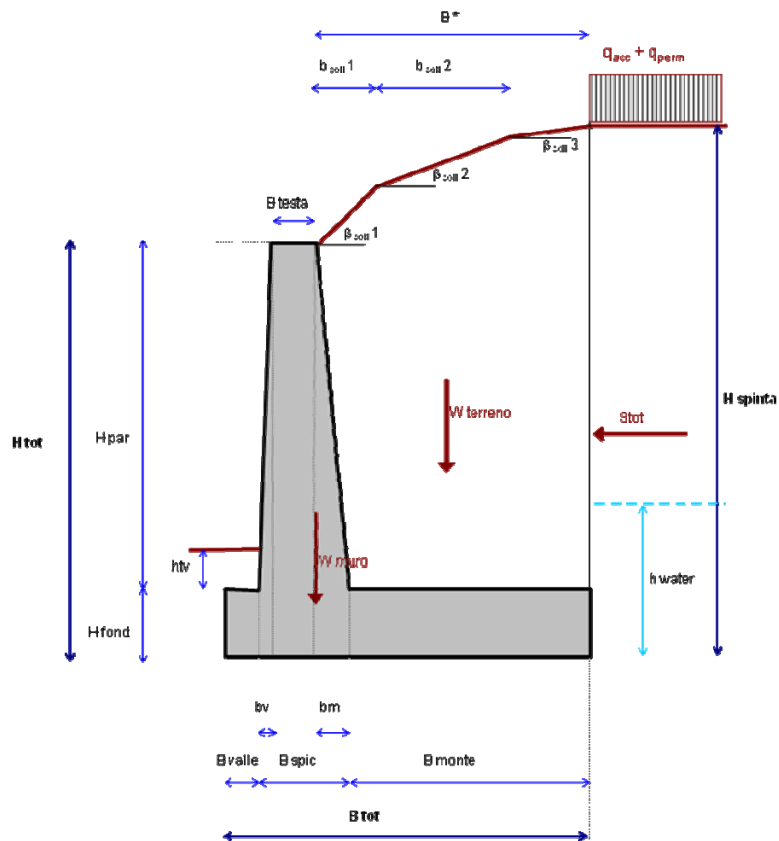


Figura 7: Sezione tipo 3-FOA01

10.1.1 Risultati delle verifiche geotecniche allo SLU

Verifiche allo scorrimento, ribaltamento e di capacità portante:

Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche condotte in presenza ed in assenza di sisma per la sezione tipo caratteristica del progetto:



SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 1

Descrizione opera:

TIPO 3

GEOMETRIA MURO

Altezza Totale	$H_{tot} =$	2.20	m
Altezza Paramento	$H_{par} =$	1.50	m
Spessore Fondazione	$H_{fond} =$	0.70	m
Larghezza Fondazione	$B_{tot} =$	2.50	m
Larghezza Avanzattera	$B_{valle} =$	0.80	m
Larghezza Retrozattera	$B_{monte} =$	0.80	m
Larg. Spiccato Paramento	$B_{spic} =$	0.90	m
Larg testa Paramento	$B_{testa} =$	0.90	m
	$b_v =$	0.00	m
	$b_m =$	0.00	m
Spessore Terreno Valle	$h_{TV} =$	1.50	m
Larghezza Trasversale	$L_{trasv} =$	10.00	m
Peso Specifico Muro	$\gamma_{muro} =$	25.0	kN/m ³

CARICHI ESTERNI: BARRIERA ANTIRUMORE

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	5.44	kN/m
Azione del Vento	$T_{vento} =$	14.96	kN/m
Altezza Barriera	$H_{barriera} =$	6.00	m

CARICHI ESTERNI: URTO

Azione dell'urto Puntuale	$T_{urto} =$	100	kN
to di Applicazione da testa muro	$h_o =$	0.90	m
	$L_{diffusione} =$	10.00	m

PARAMETRI TERRENO DI RILEVATO

angolo d'attrito caratteristico	$\phi'_{\kappa} =$	35	°
attrito terreno-struttura STATICO	$\delta/\phi' =$	0.50	-
Peso Specifico	$\gamma =$	19	kN/m ³
attrito terreno-struttura SISMICO	$\delta/\phi' =$	0.00	-

PARAMETRI TERRENO DI FONDAZIONE

angolo d'attrito caratteristico	$\phi'_{\kappa} =$	35	(°)
Peso Specifico	$\gamma_{fond} =$	19	kN/m ³
coesione caratteristica	$c'_k =$	0	KPa
Peso Specifico Sommerso	$\gamma' =$	9.19	kN/m ³
Terreno Riporto a Valle	$\gamma_{terr.val} =$	19.0	kN/m ³

CALCOLO CAPACITA' PORTATE

Profondità falda da PC	$Z_w =$	3.20	m
Affondamento intrad. plinto da PC	$D =$	2.20	m

PARAMETRI ANALISI SISMICA (+)

	$ag/g =$	0.000	(-)
	$F_o =$	2.53	(-)
	categoria suolo	E	(-)
	categoria topografica	T1	(-)
	$k_H =$	0.000	(-)
	$k_V =$	0.000	(-)
	$V_N =$	50	(anni)
	classe d'uso	IV	(-)
	$V_R =$	100	(anni)
	stato limite considerato	SLV	(-)
	$T_R =$	949	(anni)
	$S_T =$	1.00	(-)
	$S_S =$	1.60	(-)
	$\beta_m =$	0.18	(-)

NOTE SUL CALCOLO:

(+) Definizioni in accordo alle NTC2008

SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 2

Descrizione opera:

TIPO 3

VERIFICHE SCORRIMENTO

Combinazione	Nd (kN/m)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)	μ (-)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R1 traffico dominante	163.41	43.21	-49.12	1.00	2.65
	139.41	43.21	-49.12	1.00	2.26
	131.24	43.21	-55.11	1.00	2.13
	107.24	43.21	-55.11	1.00	1.74
A1+M1+R1 vento dominante	157.41	48.26	-94.52	1.00	2.28
	139.41	48.26	-94.52	1.00	2.02
	125.24	48.26	-100.51	1.00	1.82
	107.24	48.26	-100.51	1.00	1.56
A1+M1+R1 sisma+	107.24	11.94	19.13	1.00	6.29
sisma-	107.24	11.94	19.13	1.00	6.29
A1+M1+R1 urto	112.67	25.61	-27.44	1.00	3.08
A2+M2+R2 traffico dominante	128.04	42.67	-50.10	1.00	1.68
	107.24	42.67	-50.10	1.00	1.41
A2+M2+R2 vento dominante	122.84	46.15	-88.62	1.00	1.49
	107.24	46.15	-88.62	1.00	1.30
A2+M2+R2 sisma+	107.24	15.33	17.15	1.00	3.92
sisma-	107.24	15.33	17.15	1.00	3.92
A2+M2+R2 urto	112.67	28.63	-29.14	1.00	2.20

AZIONI PER SPOSTAMENTI

	Nd (kN/m)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)
SLE Q. PERM.	107.24	10.79	19.97

SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 3

Descrizione opera:

TIPO 3

VERIFICHE RIBALTAMENTO

Combinazione	M_{STAB}	M_{RIB}	Rd/Ed
	(kNm/m)	(kNm/m)	(-)
EQU traffico dominante	138.08	80.10	1.72
EQU vento dominante	138.08	124.56	1.11
EQU neve dominante	138.08	77.89	1.77
EQU sisma+	153.43	2.23	68.88
EQU sisma-	153.43	2.23	68.88
EQU urto	160.22	48.52	3.30

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE

Combinazione	N_d	H_d	M_d	σ_{Med}	q_{lim}	Rd/Ed
	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(-)
A2+M2+R2 traffico dominante	128.04	42.67	-50.10	74.55	358.77	9.68
	107.24	42.67	-50.10	68.49	295.83	9.52
A2+M2+R2 vento dominante	122.84	46.15	-88.62	116.20	370.98	4.42
	107.24	46.15	-88.62	126.58	315.11	3.22
A2+M2+R2 sisma+	107.24	15.33	17.15	49.19	632.96	80.01
sisma-	107.24	15.33	17.15	49.19	632.96	80.01
A2+M2+R2 urto	112.67	28.63	-29.14	56.83	451.25	27.24

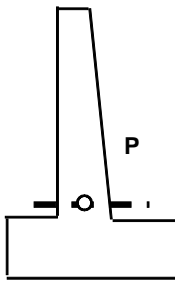
SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 4

Descrizione opera:

TIPO 3

AZIONI ALLA BASE DEL PARAMENTO NEL BARICENTRO P DELLA SEZIONE A-A

		Combinazione	Nd (kN/m)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)
	A1+M1+R1	traffico dominante	52.89	44.50	80.90
			52.89	25.31	66.50
			40.69	41.77	79.53
			40.69	22.58	22.58
	A1+M1+R1	vento dominante	52.89	48.68	117.68
			52.89	34.29	106.89
			40.69	45.94	116.32
			40.69	31.55	105.52
	A1+M1+R1	sisma+	40.69	9.11	4.56
		sisma-	40.69	9.11	4.56
	A1+M1+R1	urto	40.69	19.11	18.56
	SLE - rara	traffico dominante	40.69	30.88	54.54
	vento dominante	40.69	33.67	79.06	
SLE - frequente	traffico dominante	40.69	18.71	11.75	
	vento dominante	40.69	12.11	18.02	
SLE - q.permanente	traffico dominante	40.69	9.11	4.56	
	vento dominante	40.69	9.11	4.56	

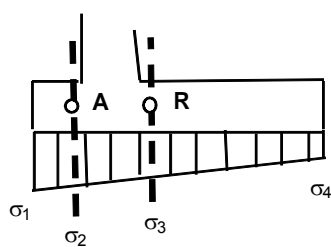
SINTESI DEI RISULTATI

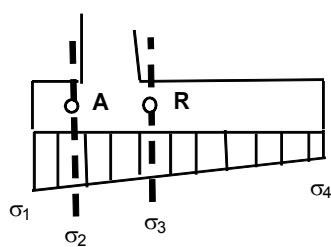
Allegato 5

Descrizione opera:

TIPO 3

AZIONI MENSOLA DI VALLE NEL BARICENTRO A DELLA SEZIONE B-B



	Combinazione	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)	
	A1+M1+R1	traffico dominante	47.84	
			47.84	19.14
			36.80	14.72
			36.80	0.00
	A1+M1+R1	vento dominante	47.84	19.14
			47.84	19.14
			36.80	14.72
			36.80	14.72
	A1+M1+R1	sisma+	36.80	14.72
		sisma-	36.80	14.72
A1+M1+R1	urto	36.80	14.72	
SLE - rara	traffico dominante	36.80	14.72	
	vento dominante	36.80	14.72	
SLE - frequente	traffico dominante	36.80	14.72	
	vento dominante	36.80	14.72	
SLE - q.permanente	traffico dominante	36.80	14.72	
	vento dominante	36.80	14.72	

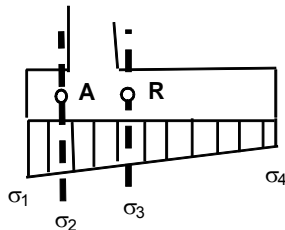
SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 6

Descrizione opera:

TIPO 3

AZIONI MENSOLA DI MONTE NEL BARICENTRO R DELLA SEZIONE C-C



Combinazione		Hd (kN/m)	Md (kNm/m)
A1+M1+R1	traffico dominante	81.15	36.18
		52.26	22.68
		69.09	30.95
A1+M1+R1	vento dominante	40.20	0.00
		73.93	32.81
		52.26	22.68
		61.87	27.57
A1+M1+R1	sisma+	40.20	17.44
		40.20	17.44
A1+M1+R1	sisma-	40.20	17.44
		40.20	17.44
A1+M1+R1	urto	40.20	17.44
		40.20	17.44
SLE - rara	traffico dominante	59.46	26.45
		54.65	24.20
SLE - frequente	traffico dominante	54.65	24.20
		40.20	17.44
		40.20	17.44
SLE - q.permanente	traffico dominante	40.20	17.44
		40.20	17.44

Verifiche di stabilità globale:

La verifica di stabilità globale viene omessa in quanto le superfici di scivolamento coincidono con quelle di rottura alla capacità portante e quindi la verifica coincide ed è soddisfatta

10.1.2 Risultati delle verifiche geotecniche allo SLE

Stima dei cedimenti:

Sono riportati di seguito i risultati delle analisi svolte per la stima dei cedimenti della sezione tipo 3:

DATI DI INGRESSO							
p	carico applicato	50	(kPa)	Δh	altezza concio di calcolo	0.19	(m)
L	lunghezza area di carico	10.00	(m)	D	approfondimento fondazione da p.c.	1.70	(m)
B	larghezza area di carico	2.13	(m)	z_w	profondità falda da p.c.	3.20	(m)
				α	$\Delta\sigma_z < \alpha \cdot \sigma'_{vo}$	0.20	(-)

Strato (-)	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	E (MPa)	
1	1.50	1.50	19.0	20.0	20.0	ΔH spessore strato i-esimo <i>(lo spessore del 1° strato è valutato a partire dalla quota di imposta della fondazione/area di carico)</i> γ_n peso di volume naturale γ_{sat} peso di volume saturo E modulo elastico
2	1.50	3.00	19.0	20.0	20.0	
3	1.50	4.50	19.0	20.0	20.0	
4	2.00	6.50	19.0	20.0	20.0	
5	2.00	8.50	19.0	20.0	20.0	
6	2.00	10.50	19.0	20.0	20.0	

RISULTATI

CENTRO

(il valore z=0 corrisponde alla quota del piano di imposta della fondazione/area di carico; il valore della pressione geostatica efficace alla quota z=0 è calcolato facendo riferimento ai parametri del 1° strato)

z (m)	σ' _{vo} (kPa)	Δσ _z (kPa)	σ' _{vo} +Δσ _z (kPa)	Δw (cm)	w (cm)	ε (%)
0.00	32	50	83	0.0	0.6	0.3
0.19	36	50	86	0.0	0.5	0.2
0.38	40	49	89	0.0	0.5	0.2
0.57	43	48	91	0.0	0.4	0.2
0.76	47	46	92	0.0	0.4	0.2
0.95	50	43	93	0.0	0.3	0.2
1.14	54	40	94	0.0	0.3	0.2
1.33	58	37	95	0.0	0.3	0.2
1.50	61	35	96	0.0	0.2	0.2
1.71	63	32	95	0.0	0.2	0.2
1.90	65	30	95	0.0	0.2	0.1
2.09	67	28	95	0.0	0.1	0.1
2.28	69	26	95	0.0	0.1	0.1
2.47	71	24	95	0.0	0.1	0.1
2.66	73	23	95	0.0	0.1	0.1
2.85	75	21	96	0.0	0.1	0.1
3.00	76	20	96	0.0	0.0	0.1
3.20	78	19	97	0.0	0.0	0.1
3.42	80	18	99	0.0	0.0	0.1
3.61	82	17	100	0.0	0.0	0.1
3.80	84	16	100	-	-	-

Dall'esame dei risultati si evince che i cedimenti dell'opera in quanto modesti sono compatibili con i limiti per i quali è garantita la funzionalità di progetto.

Stima degli spostamenti orizzontali:

Per la stima degli spostamenti in fondazione sono stati presi in considerazione i seguenti valori:

v' [-]	0.25	Forza orizzontale agente T_h [kNm]	
L/B [-]	4	107.9	
β_x [-]	0.97025	Spostamento orizzontale ϵ_h [mm]	
E [MPa]	20	1.0	

Gli spostamenti della fondazione risultano pertanto compatibili con i limiti progettuali.

Stima della rotazione:

Per la stima della rotazione ovvero gli spostamenti in testa sono stati presi in considerazione i seguenti valori:

v' [-]	0.25	Momento ribaltante in fondazione M [kNm/m]			
L/B [-]	4	199.7			
I_θ [-]	4.77	$\tan \theta$ [rad]	θ [°]	ϵ [cm]	ϵ_{amm} [cm]
E [MPa]	20	0.00071	0.0409	0.16	5

Gli spostamenti della fondazione in testa risultano pertanto compatibili con i limiti progettuali.

10.1.3 Risultati delle verifiche strutturali allo SLU e SLE

Lo studio viene effettuato su una profondità di 1.0 m, avente altezza variabile.

Le verifiche strutturali di deformazione e fessurazione sono state svolte secondo il metodo degli stati limite facendo riferimento alle tensioni di progetto

Di seguito, per le sezioni esaminate, sono forniti i risultati delle analisi eseguite che indicano le armature necessarie da applicare al fine di garantire la stabilità strutturale dell'opera.

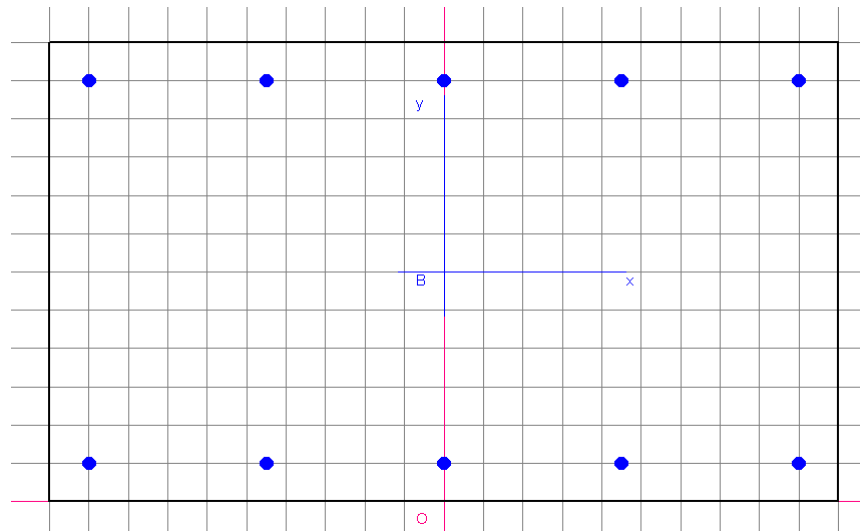


Figura 8: Schema della sezione tipo di verifica

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZ-AA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35	
	Resis. compr. di calcolo f_{cd} :	158.60 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	79.30 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	323080 daN/cm ²
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	28.80 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio	Sc Limite :	168.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio	Sc Limite :	168.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio	Sc Limite :	126.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo: B450C	
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	4500.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo f_{yd} :	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo f_{td} :	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00 daN/cm ²
	Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50 daN/cm ²
	Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm
 Altezza: 90.0 cm
 Barre inferiori : 5Ø20 (15.7 cm²)
 Barre superiori : 5Ø20 (15.7 cm²)
 Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 5.0 cm
 Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 5.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	5300	8100	4500	0
2	4100	8000	4200	0
3	5300	11800	4900	0
4	4100	11600	4600	0

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	4100	8000

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	4100	1200

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	4100	500

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 20.5 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)

Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
 Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 15.7 cm²
 Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 15.7 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	5300	8100	5305	53175	6.565	84.9		
2	S	4100	8000	4109	52693	6.587	85.0		
3	S	5300	11800	5305	53175	4.506	84.9		
4	S	4100	11600	4109	52693	4.542	85.0		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.02312	90.0	0.00005	85.0	-0.05515	5.0
2	0.00350	-0.02330	90.0	0.00003	85.0	-0.05557	5.0
3	0.00350	-0.02312	90.0	0.00005	85.0	-0.05515	5.0
4	0.00350	-0.02330	90.0	0.00003	85.0	-0.05557	5.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 21.5 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
 N.Bracci staffe: 4
 Area staffe/m : 9.4 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.4 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	4500	29240	209966	69985	100.0	21.80	1.004	0.6
2	S	4200	29070	209790	69985	100.0	21.80	1.003	0.6
3	S	4900	29240	209966	69985	100.0	21.80	1.004	0.7
4	S	4600	29070	209790	69985	100.0	21.80	1.003	0.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²)
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	5.7	90.0	-4.8	90.0	-64	85.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	1.2	90.0	-0.4	90.0	-4	85.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	0.8	90.0	0.1	90.0	2	85.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

Tabella 22: Risultati delle verifiche strutturali – (SEZIONE A-A)

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZ-CC

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd :	158.60 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :	79.30 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	323080 daN/cm ²
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm :	28.80 daN/cm ²
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio	
Sc Limite :	168.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio	
Sc Limite :	168.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio	
Sc Limite :	126.00 daN/cm ²

Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm
 Altezza: 70.0 cm
 Barre inferiori : 5Ø18 (12.7 cm²)
 Barre superiori : 5Ø18 (12.7 cm²)
 Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 5.0 cm
 Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 5.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	100	3700	8200	0
2	100	3300	7400	0

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	100	2800

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	100	2500

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	100	1800

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.1 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 20.7 cm
Copriferro netto minimo staffe: 3.3 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 12.7 cm²
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12.7 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	100	3700	101	31717	8.572	65.4		
2	S	100	3300	101	31717	9.611	65.4		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01955	70.0	-0.00034	65.0	-0.04644	5.0
2	0.00350	-0.01955	70.0	-0.00034	65.0	-0.04644	5.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 8 mm
Passo staffe: 21.5 cm [Passo massimo di normativa = 21.6 cm]
N.Bracci staffe: 4
Area staffe/m : 9.4 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.4 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	8200	23350	159968	53518	100.0	21.80	1.000	1.4
2	S	7400	23350	159968	53518	100.0	21.80	1.000	1.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²)
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre

Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	3.1	70.0	-3.0	70.0	-39	65.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure
 Srm Distanza media in mm tra le fessure
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	2.7	70.0	-2.7	70.0	-35	65.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	2.0	70.0	-2.0	70.0	-25	65.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

Tabella 23: Risultati delle verifiche strutturali – (SEZIONE C-C)

10.1.4 Considerazioni e riepilogo dei risultati

Le analisi sono state condotte in accordo alla norma in vigore secondo il metodo degli stati limite. Nella tabella successiva sono riepilogati i risultati delle analisi geotecniche eseguite in termini di fattori di sicurezza, rispettivamente, per le analisi allo SLU in condizioni statiche e sismiche.

Fattori di sicurezza per le verifiche GEO – Sezione tipo S5			
Analisi	Ribaltamento	Scorrimento	Capacità portante
Statica	1.11	1.41	3.22

Tabella 24: Riepilogo dei risultati delle verifiche geotecniche – Sezione Tipo 3

Le verifiche geotecniche allo SLE sono risultati compatibili con i limiti progettuali in quanto le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dall'opera non sono critiche.

Per quanto riguarda invece le verifiche di carattere strutturale, si è provveduto ad un'analisi secondo la normativa vigente considerando l'approccio di tipo STR; come precedentemente visto anche per le analisi geotecniche si è utilizzato il procedimento agli Stati Limite. I manufatti qui esaminati sono soggetti ad azioni verticali e orizzontali, statiche e sismiche.

In base alle ipotesi effettuate e ai carichi considerati durante le analisi si può assumere che tutte le verifiche, sia geotecniche sia strutturali, risultano pertanto soddisfatte a Norma di legge.

Armature della soletta di fondazione:

trasversali $\phi 18/20$

longitudinali $\phi 12/20$

staffe $\phi 12/20$

Armature dell'elevazione:

trasversali $\phi 20/20$

longitudinali $\phi 12/20$

staffe $\phi 12/40$

10.2 SEZIONE DI VERIFICA TIPO 4

La sezione tipo 4 della barriera integrata è ubicata al bordo autostrada in corrispondenza del muro in terra armata TA09 in località Arboccò la sezione tipo è riportata in

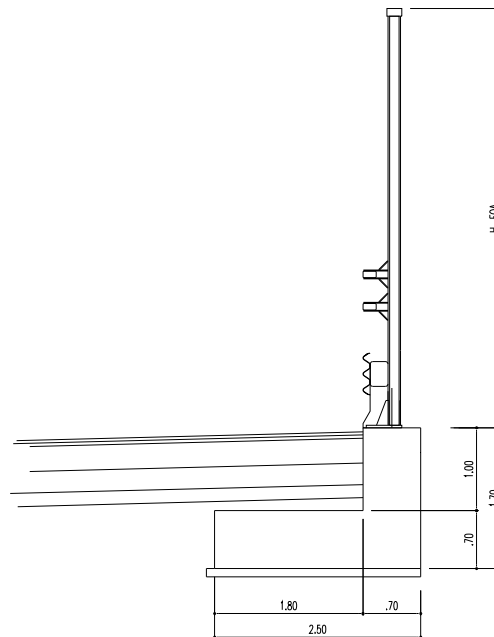
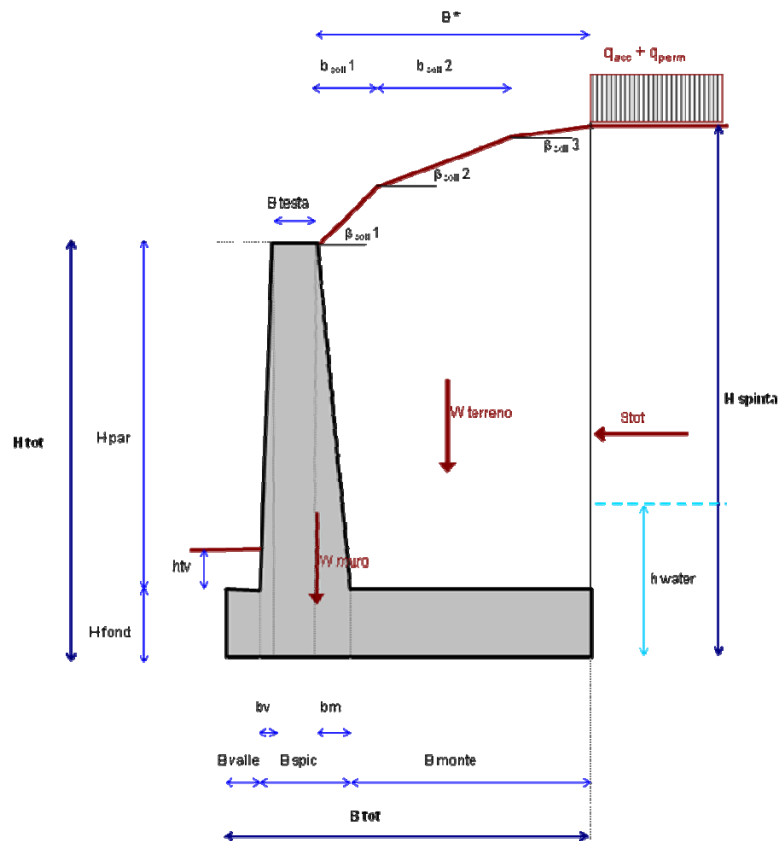


Figura 9: Sezione tipo 4-FOA03

10.2.1 Risultati delle verifiche geotecniche allo SLU

Verifiche allo scorrimento, ribaltamento e di capacità portante:

Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche condotte in presenza ed in assenza di sisma per la sezione tipo caratteristica del progetto:



SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 1

Descrizione opera:

TIPO 4

GEOMETRIA MURO

Altezza Totale	$H_{tot} =$	1.70	m
Altezza Paramento	$H_{par} =$	1.00	m
Spessore Fondazione	$H_{fond} =$	0.70	m
Larghezza Fondazione	$B_{tot} =$	2.50	m
Larghezza Avanzattera	$B_{valle} =$	0.00	m
Larghezza Retrozattera	$B_{monte} =$	1.80	m
Larg. Spiccato Paramento	$B_{spic} =$	0.70	m
Larg testa Paramento	$B_{testa} =$	0.70	m
	$b_v =$	0.00	m
	$b_m =$	0.00	m
Spessore Terreno Valle	$h_{TV} =$	0.00	m
Larghezza Trasversale	$L_{trasv} =$	10.00	m
Peso Specifico Muro	$\gamma_{muro} =$	25.0	kN/m ³

CARICHI ESTERNI: BARRIERA ANTIRUMORE

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	3.53	kN/m
Azione del Vento	$T_{vento} =$	7.09	kN/m
Altezza Barriera	$H_{barriera} =$	3.00	m

CARICHI ESTERNI: URTO

Azione dell'urto Puntuale	$T_{urto} =$	100	kN
to di Applicazione da testa muro	$h_o =$	0.90	m
	$L_{diffusione} =$	10.00	m

PARAMETRI TERRENO DI RILEVATO

angolo d'attrito caratteristico	$\phi'_{\kappa} =$	35	°
attrito terreno-struttura STATICO	$\delta/\phi' =$	0.50	-
Peso Specifico	$\gamma =$	19	kN/m ³
attrito terreno-struttura SISMICO	$\delta/\phi' =$	0.00	-

PARAMETRI TERRENO DI FONDAZIONE

angolo d'attrito caratteristico	$\phi'_{\kappa} =$	35	(°)
Peso Specifico	$\gamma_{fond} =$	19	kN/m ³
coesione caratteristica	$c'_k =$	0	KPa
Peso Specifico Sommerso	$\gamma' =$	9.19	kN/m ³
Terreno Riporto a Valle	$\gamma_{terr.val} =$	19.0	kN/m ³

CALCOLO CAPACITA' PORTATE

Profondità falda da PC	$Z_w =$	1.70	m
Affondamento intrad. plinto da PC	$D =$	0.70	m

PARAMETRI ANALISI SISMICA (+)

	$ag/g =$	0.000	(-)
	$F_o =$	2.53	(-)
	categoria suolo	E	(-)
	categoria topografica	T1	(-)
	$k_H =$	0.000	(-)
	$k_V =$	0.000	(-)
	$V_N =$	50	(anni)
	classe d'uso	IV	(-)
	$V_R =$	100	(anni)
	stato limite considerato	SLV	(-)
	$T_R =$	949	(anni)
	$S_T =$	1.00	(-)
	$S_S =$	1.60	(-)
	$\beta_m =$	0.18	(-)

NOTE SUL CALCOLO:

(+) Definizioni in accordo alle NTC2008

SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 2

Descrizione opera:

TIPO 4

VERIFICHE SCORRIMENTO

Combinazione	Nd (kNm)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)	μ (-)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R1 traffico dominante	184.62	26.90	-30.24	1.00	4.81
	130.62	26.90	-30.24	1.00	3.40
	154.48	26.90	-28.18	1.00	4.02
	100.48	26.90	-28.18	1.00	2.62
A1+M1+R1 vento dominante	171.12	28.12	-43.63	1.00	4.26
	130.62	28.12	-43.63	1.00	3.25
	140.98	28.12	-41.57	1.00	3.51
	100.48	28.12	-41.57	1.00	2.50
A1+M1+R1 sisma+	100.48	7.13	-7.27	1.00	9.87
sisma-	100.48	7.13	-7.27	1.00	9.87
A1+M1+R1 urto	104.01	21.26	-50.06	1.00	3.43
A2+M2+R2 traffico dominante	147.28	27.06	-27.91	1.00	3.05
	100.48	27.06	-27.91	1.00	2.08
A2+M2+R2 vento dominante	135.58	27.42	-39.05	1.00	2.77
	100.48	27.42	-39.05	1.00	2.05
A2+M2+R2 sisma+	100.48	9.15	-8.11	1.00	6.15
sisma-	100.48	9.15	-8.11	1.00	6.15
A2+M2+R2 urto	104.01	23.06	-50.78	1.00	2.53

AZIONI PER SPOSTAMENTI

	Nd (kNm)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)
SLE Q. PERM.	100.48	6.44	-6.88

SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 3

Descrizione opera:

TIPO 4

VERIFICHE RIBALTAMENTO

Combinazione	M_{STAB}	M_{RIB}	Rd/Ed
	(kNm/m)	(kNm/m)	(-)
EQU traffico dominante	105.56	22.66	4.66
EQU vento dominante	105.56	35.51	2.97
EQU neve dominante	105.56	21.90	4.82
EQU sisma+	117.29	-0.20	-600.04
EQU sisma-	117.29	-0.20	-600.04
EQU urto	118.53	39.29	3.02

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE

Combinazione	N_d	H_d	M_d	σ_{Med}	q_{lim}	Rd/Ed
	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(-)
A2+M2+R2 traffico dominante	147.28	27.06	-27.91	69.44	259.55	4.39
A2+M2+R2 vento dominante	100.48	27.06	-27.91	51.68	189.80	4.60
A2+M2+R2 sisma+	135.58	27.42	-39.05	70.47	240.06	3.97
A2+M2+R2 sisma-	100.48	27.42	-39.05	58.33	185.67	3.83
A2+M2+R2 urto	100.48	9.15	-8.11	42.97	359.93	11.68
	100.48	9.15	-8.11	42.97	359.93	11.68
	104.01	23.06	-50.78	68.26	221.73	3.79

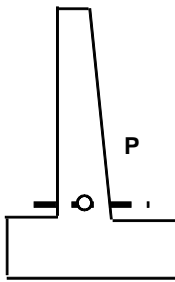
SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 4

Descrizione opera:

TIPO 4

AZIONI ALLA BASE DEL PARAMENTO NEL BARICENTRO P DELLA SEZIONE A-A

		Combinazione	Nd (kN/m)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)
	A1+M1+R1	traffico dominante	29.29	24.44	24.10
			29.29	11.65	17.70
			22.53	23.22	23.69
			22.53	10.43	10.43
	A1+M1+R1	vento dominante	29.29	25.49	33.13
			29.29	15.90	28.34
			22.53	24.28	32.73
			22.53	14.68	27.93
	A1+M1+R1	sisma+	22.53	4.05	1.35
		sisma-	22.53	4.05	1.35
	A1+M1+R1	urto	22.53	14.05	10.35
	SLE - rara	traffico dominante	22.53	16.83	16.25
	vento dominante	22.53	17.54	22.27	
SLE - frequente	traffico dominante	22.53	10.45	4.55	
	vento dominante	22.53	5.47	4.89	
SLE - q.permanente	traffico dominante	22.53	4.05	1.35	
	vento dominante	22.53	4.05	1.35	

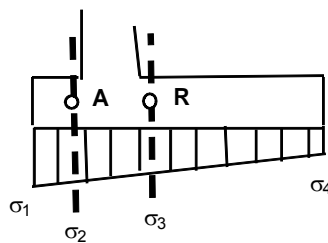
SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 5

Descrizione opera:

TIPO 4

AZIONI MENSOLA DI VALLE NEL BARICENTRO A DELLA SEZIONE B-B



Combinazione		Hd (kN/m)	Md (kNm/m)
A1+M1+R1	traffico dominante	0.00	0.00
		0.00	0.00
		0.00	0.00
		0.00	0.00
A1+M1+R1	vento dominante	0.00	0.00
		0.00	0.00
		0.00	0.00
		0.00	0.00
A1+M1+R1	sisma+	0.00	0.00
		0.00	0.00
A1+M1+R1	sisma-	0.00	0.00
		0.00	0.00
A1+M1+R1	urto	0.00	0.00
SLE - rara	traffico dominante	0.00	0.00
		0.00	0.00
SLE - frequente	traffico dominante	0.00	0.00
		0.00	0.00
SLE - q.permanente	traffico dominante	0.00	0.00
		0.00	0.00

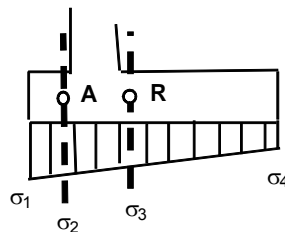
SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 6

Descrizione opera:

TIPO 4

AZIONI MENSOLA DI MONTE NEL BARICENTRO R DELLA SEZIONE C-C



Combinazione		Hd (kN/m)	Md (kNm/m)
A1+M1+R1	traffico dominante	145.83	137.02
		88.05	81.62
		125.51	118.18
A1+M1+R1	vento dominante	67.73	0.00
		131.38	123.17
		88.05	81.62
		111.06	104.33
A1+M1+R1	sisma+	67.73	62.79
	sisma-	67.73	62.79
A1+M1+R1	urto	67.73	62.79
SLE - rara	traffico dominante	106.25	99.72
	vento dominante	96.62	90.48
SLE - frequente	traffico dominante	96.62	90.48
	vento dominante	67.73	62.79
SLE - q.permanente	traffico dominante	67.73	62.79
	vento dominante	67.73	62.79

Verifiche di stabilità globale:

Per le verifiche di stabilità globale si rimanda alle verifiche di stabilità interne ed esterne del muro in terra armata TA09.

10.2.2 Risultati delle verifiche geotecniche allo SLE

Stima dei cedimenti:

Sono riportati di seguito i risultati delle analisi svolte per la stima dei cedimenti del muro tipo 4:

DATI DI INGRESSO						
p	carico applicato	43	(kPa)	Δh	altezza concio di calcolo	0.20 (m)
L	lunghezza area di carico	10.00	(m)	D	approfondimento fondazione da p.c.	1.70 (m)
B	larghezza area di carico	2.36	(m)	z_w	profondità falda da p.c.	1.70 (m)
				α	$\Delta\sigma_z < \alpha \cdot \sigma'_{vo}$	0.20 (-)

Strato (-)	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	E (MPa)	
1	1.50	1.50	19.0	20.0	20.0	ΔH spessore strato i-esimo <i>(lo spessore del 1° strato è valutato a partire dalla quota di imposta della fondazione/area di carico)</i> γ_n peso di volume naturale γ_{sat} peso di volume saturo E modulo elastico
2	1.50	3.00	19.0	20.0	20.0	
3	1.50	4.50	19.0	20.0	20.0	
4	2.00	6.50	19.0	20.0	20.0	
5	2.00	8.50	19.0	20.0	20.0	
6	2.00	10.50	19.0	20.0	20.0	

RISULTATI						
CENTRO						
<i>(il valore z=0 corrisponde alla quota del piano di imposta della fondazione/area di carico; il valore della pressione geostatica efficace alla quota z=0 è calcolato facendo riferimento ai parametri del 1° strato)</i>						
z (m)	σ'vo (kPa)	Δσz (kPa)	σ'vo+Δσz (kPa)	Δw (cm)	w (cm)	ε (%)
0.00	32	43	75	0.0	0.5	0.2
0.20	34	42	76	0.0	0.5	0.2
0.40	36	42	78	0.0	0.4	0.2
0.60	38	41	79	0.0	0.4	0.2
0.80	40	39	79	0.0	0.4	0.2
1.00	42	37	79	0.0	0.3	0.2
1.20	45	35	79	0.0	0.3	0.2
1.40	47	32	79	0.0	0.2	0.2
1.50	48	31	79	0.0	0.2	0.1
1.70	50	29	78	0.0	0.2	0.1
2.00	53	26	79	0.0	0.2	0.1
2.20	55	24	79	0.0	0.1	0.1
2.40	57	23	80	0.0	0.1	0.1
2.60	59	21	80	0.0	0.1	0.1
2.80	61	20	81	0.0	0.1	0.1
3.00	63	19	82	0.0	0.1	0.1
3.20	65	18	83	0.0	0.0	0.1
3.40	67	17	84	0.0	0.0	0.1
3.60	69	16	85	0.0	0.0	0.1
3.80	71	15	86	0.0	0.0	0.1
4.00	73	14	87	-	-	-

Dall'esame dei risultati si evince che i cedimenti dell'opera in quanto modesti sono compatibili con i limiti per i quali è garantita la funzionalità di progetto.

Stima degli spostamenti orizzontali:

Per la stima degli spostamenti in fondazione sono stati presi in considerazione i seguenti valori:

v' [-]	0.25	Forza orizzontale agente T_h [kNm]	
L/B [-]	4	64.4	
β_x [-]	0.97025	Spostamento orizzontale ϵ_h [mm]	
E [MPa]	20	0.6	

Gli spostamenti della fondazione risultano pertanto compatibili con i limiti progettuali.

Stima della rotazione:

Per la stima della rotazione ovvero gli spostamenti in testa sono stati presi in considerazione i seguenti valori:

v' [-]	0.25	Momento ribaltante in fondazione M [kNm/m]			
L/B [-]	4	68.8			
I_θ [-]	4.77	$\tan \theta$ [rad]	θ [°]	ϵ [cm]	ϵ_{amm} [cm]
E [MPa]	20	0.00025	0.0141	0.04	5

Gli spostamenti della fondazione in testa risultano pertanto compatibili con i limiti progettuali.

10.2.3 Risultati delle verifiche strutturali allo SLU e SLE

Lo studio viene effettuato su una profondità di 1.0 m, avente altezza variabile.

Le verifiche strutturali di deformazione e fessurazione sono state svolte secondo il metodo degli stati limite facendo riferimento alle tensioni di progetto.

Di seguito, per le sezioni esaminate, sono forniti i risultati delle analisi eseguite che indicano le armature necessarie da applicare al fine di garantire la stabilità strutturale dell'opera.

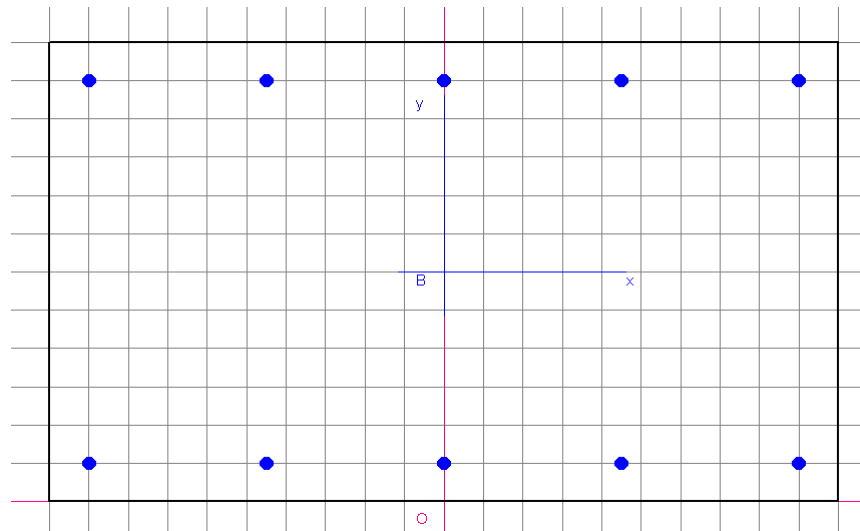


Figura 10: Schema della sezione tipo di verifica

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZ-AA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35	
	Resis. compr. di calcolo f_{cd} :	158.60 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	79.30 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	323080 daN/cm ²
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	28.80 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio	Sc Limite :	168.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio	Sc Limite :	168.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio	Sc Limite :	126.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo: B450C	
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	4500.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo f_{yd} :	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo f_{td} :	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00 daN/cm ²
	Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50 daN/cm ²

Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm
 Altezza: 70.0 cm
 Barre inferiori : 5Ø18 (12.7 cm²)
 Barre superiori : 5Ø18 (12.7 cm²)
 Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 5.0 cm
 Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 5.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	3000	2500	2500	0
2	3000	3400	2600	0
3	2300	3300	2500	0

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	2300	2300

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	2300	500

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	2300	500

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.1 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 20.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.3 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)

Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
 Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 12.7 cm²
 Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12.7 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	3000	2500	3016	32605	13.042	65.4		
2	S	3000	3400	3016	32605	9.590	65.4		
3	S	2300	3300	2317	32392	9.816	65.4		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01911	70.0	-0.00027	65.0	-0.04548	5.0
2	0.00350	-0.01911	70.0	-0.00027	65.0	-0.04548	5.0
3	0.00350	-0.01922	70.0	-0.00029	65.0	-0.04572	5.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 21.5 cm [Passo massimo di normativa = 21.6 cm]
 N.Bracci staffe: 4
 Area staffe/m : 9.4 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.6 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	2500	23754	160401	53518	100.0	21.80	1.003	0.4
2	S	2600	23754	160401	53518	100.0	21.80	1.003	0.5
3	S	2500	23657	160300	53518	100.0	21.80	1.002	0.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	2.8	70.0	-2.2	70.0	-28	65.0	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure
 Srm Distanza media in mm tra le fessure
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	0.9	70.0	-0.2	70.0	-2	65.0	0.0	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	0.9	70.0	-0.2	70.0	-2	65.0	0.0	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

Tabella 25: Risultati delle verifiche strutturali – (SEZIONE A-A)

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZ-CC

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Sezione predefinita
 Forma della sezione: Rettangolare
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
 Resis. compr. di calcolo fcd : 158.60 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd' : 79.30 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 323080 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione fctm : 28.80 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio
 Sc Limite : 168.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista
 Combinazioni Frequenti in Esercizio
 Sc Limite : 168.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.400 mm
 Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio
 Sc Limite : 126.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²
Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm ²
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef :	200000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00 daN/cm ²
Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50 daN/cm ²
Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0 cm
Altezza:	70.0 cm
Barre inferiori :	5Ø18 (12.7 cm ²)
Barre superiori :	5Ø18 (12.7 cm ²)
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) :	5.0 cm
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) :	5.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	100	13800	14600	0
2	100	12400	13300	0

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	100	10000

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	100	9100

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	100	6300

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.1 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 20.7 cm

Copriferro netto minimo staffe: 3.3 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
 Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 12.7 cm²
 Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12.7 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	100	13800	101	31717	2.298	65.4		
2	S	100	12400	101	31717	2.558	65.4		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01955	70.0	-0.00034	65.0	-0.04644	5.0
2	0.00350	-0.01955	70.0	-0.00034	65.0	-0.04644	5.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 21.5 cm [Passo massimo di normativa = 21.6 cm]
 N.Bracci staffe: 4
 Area staffe/m : 9.4 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.6 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	14600	23350	159968	53518	100.0	21.80	1.000	2.6
2	S	13300	23350	159968	53518	100.0	21.80	1.000	2.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)

Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	10.9	70.0	-10.9	70.0	-140	65.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	10.0	70.0	-9.9	70.0	-128	65.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	6.9	70.0	-6.9	70.0	-88	65.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

Tabella 26: Risultati delle verifiche strutturali – (SEZIONE C-C)

10.2.4 Considerazioni e riepilogo dei risultati

Le analisi sono state condotte in accordo alla norma in vigore secondo il metodo degli stati limite. Nella tabella successiva sono riepilogati i risultati delle analisi geotecniche eseguite in termini di fattori di sicurezza, rispettivamente, per le analisi allo SLU in condizioni statiche e sismiche.

Fattori di sicurezza per le verifiche GEO – Sezione tipo 4				
Analisi	Ribaltamento	Scorrimento	Capacità portante	Stabilità globale
Statica	2.95	2.08	3.79	-

Tabella 27: Riepilogo dei risultati delle verifiche geotecniche – Sezione tipo 4

Le verifiche geotecniche allo SLE sono risultati compatibili con i limiti progettuali in quanto le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dall'opera non sono critiche.

Per quanto riguarda invece le verifiche di carattere strutturale, si è provveduto ad un'analisi secondo la normativa vigente considerando l'approccio di tipo STR; come precedentemente visto anche per le analisi geotecniche si è utilizzato il procedimento agli Stati Limite. I manufatti qui esaminati sono soggetti ad azioni verticali e orizzontali, statiche e sismiche.

In base alle ipotesi effettuate e ai carichi considerati durante le analisi si può assumere che tutte le verifiche, sia geotecniche sia strutturali, risultano pertanto soddisfatte a Norma di legge.

Armature della soletta di fondazione:

trasversali $\phi 18/20$

longitudinali $\phi 12/20$

staffe $\phi 12/20$

Armature dell'elevazione:

trasversali $\phi 18/20$

longitudinali $\phi 12/20$

staffe $\phi 12/40$

11. APPENDICE

Nel seguito si riassumono le azioni agenti sui micropali di fondazione per le opere tipo 1 e 2

11.1 TIPO 1

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	SLE 1	SLE 2	SLU 1	SLU 2	GEO 1	GEO 2
n°	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)
1.0	-50.3	69.6	-79.8	118.0	-70.6	100.0
2.0	-50.3	69.6	-79.8	118.0	-70.6	100.0
3.0	83.9	-36.1	123.0	-74.5	104.0	-66.5
4.0	83.9	-36.1	123.0	-74.5	104.0	-66.5

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)												
Palo	SLE 1		SLE 2		SLU 1		SLU 2		GEO 1		GEO 2	
n°	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)
1	0.0	3.4	0.0	5.0	0.0	5.6	0.0	5.7	0.0	4.7	0.0	4.8
2	0.0	3.4	0.0	5.0	0.0	5.6	0.0	5.7	0.0	4.7	0.0	4.8
3	0.0	3.8	0.0	5.6	0.0	6.3	0.0	6.3	0.0	5.3	0.0	5.3
4	0.0	3.8	0.0	5.6	0.0	6.3	0.0	6.3	0.0	5.3	0.0	5.3

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)												
Palo	SLE 1		SLE 2		SLU 1		SLU 2		GEO 1		GEO 2	
n°	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)
1	0.0	6.0	0.0	7.7	0.0	9.0	0.0	8.8	0.0	7.8	0.0	7.6
2	0.0	6.0	0.0	7.7	0.0	9.0	0.0	8.8	0.0	7.8	0.0	7.6
3	0.0	6.9	0.0	9.0	0.0	10.2	0.0	10.5	0.0	8.9	0.0	9.1
4	0.0	6.9	0.0	9.0	0.0	10.2	0.0	10.5	0.0	8.9	0.0	9.1

11.2 TIPO 2

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	SLE 1	SLE 2	SLU 1	SLU 2	GEO 1	GEO 2
n°	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)
1	-15.5	-39.1	-26.3	63.2	-24.6	52.9
2	-15.5	-39.1	-26.3	63.2	-24.6	52.9
3	47.6	71.2	68.0	-21.4	56.7	-20.8
4	47.6	71.2	68.0	-21.4	56.7	-20.8

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)												
Palo	SLE 1		SLE 2		SLU 1		SLU 2		GEO 1		GEO 2	
n°	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)
1	0.0	1.7	0.0	4.3	0.0	2.6	0.0	2.8	0.0	2.3	0.0	2.4
2	0.0	1.7	0.0	4.3	0.0	2.6	0.0	2.8	0.0	2.3	0.0	2.4
3	0.0	2.0	0.0	4.9	0.0	3.1	0.0	3.2	0.0	2.7	0.0	2.8
4	0.0	2.0	0.0	4.9	0.0	3.1	0.0	3.2	0.0	2.7	0.0	2.8

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)												
Palo	SLE 1		SLE 2		SLU 1		SLU 2		GEO 1		GEO 2	
n°	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)
1	0.0	3.7	0.0	7.7	0.0	5.5	0.0	5.5	0.0	4.8	0.0	4.7
2	0.0	3.7	0.0	7.7	0.0	5.5	0.0	5.5	0.0	4.8	0.0	4.7
3	0.0	4.3	0.0	8.9	0.0	6.4	0.0	6.5	0.0	5.6	0.0	5.6
4	0.0	4.3	0.0	8.9	0.0	6.4	0.0	6.5	0.0	5.6	0.0	5.6