

ANAS S.p.A.

Direzione Tecnica

LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

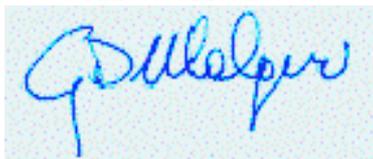
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

 Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)	 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	 Società designata:  Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	 Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILLO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Fabrizio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

IA02

I - PROGETTO STRUTTURALE - MURI DI SOSTEGNO

IA - OPERA DI SOSTEGNO OS01

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DEI PALI

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	IA02-P00OS01STRRE02_A.dwg			
LO203	E	CODICE ELAB. P00OS01STRRE02		A	-----
C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2023	ING. IOLANDA SCHETTINO	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	MATERIALI	5
3.1	Calcestruzzo	5
3.2	Acciaio	6
4	PARAMETRI GEOTECNICI	7
4.1	Scavi e riempimenti	9
5	AZIONE SISMICA	10
6	SOLLECITAZIONI IN TESTA AI PALI	14
6.1	Sollecitazioni SLU	14
6.2	Sollecitazioni SLErare	14
6.3	Sollecitazioni SLEFreq	14
6.4	Sollecitazioni SLEqp	14
7	PALI DI FONDAZIONE – VERIFICHE GEOTECNICHE	15
7.1	Formulazioni adottate per la verifica del carico limite ultimo	17
7.1.1	Palo in terreno coesivo saturo	17
7.1.2	Palo in terreno incoerente	18
7.2	Valutazione del coefficiente di capacità portante alla punta N_q	19
7.3	Verifiche di portanza verticale (carico limite ultimo) e laterale del palo	20
7.4	Valutazione dell'efficienza dei pali in gruppo	27
7.5	Validazione manuale dei risultati del software	28
7.6	Calcolo dei cedimenti verticali allo Stato Limite di Esercizio – Combinazione caratteristica	30
8	PALI DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI	33
8.1	Valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo sui pali di fondazione	33
8.2	Azioni sollecitanti sul singolo palo connesse alla deformabilità orizzontale del terreno ...	33
8.2.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente	34
8.2.2	Combinazione SLE – Frequente	38
8.2.3	Combinazione SLE – Caratteristica	42
8.2.4	Combinazione SLU	46
8.3	Sezione ed armatura di verifica	50
8.4	Verifica delle limitazioni di cui al §7.5.2 del D.M. 17.01.2018	50
8.4.1	Gabbia superiore (zona dissipativa)	50
8.4.2	Gabbia inferiore (zona non dissipativa)	51
8.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	52
8.5.1	Combinazione SLE - Quasi Permanente - N_{max}	52
8.5.2	Combinazione SLE - Quasi Permanente – N_{min}	53
8.5.3	Combinazione SLE - Frequente - N_{max}	54
8.5.4	Combinazione SLE - Frequente – N_{min}	55
8.5.5	Combinazione SLE - Caratteristica - N_{max}	56
8.5.6	Combinazione SLE - Caratteristica – N_{min}	57
8.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	58
8.6.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente - N_{max}	58
8.6.2	Combinazione SLE – Quasi Permanente – N_{min}	59
8.6.3	Combinazione SLE – Frequente - N_{max}	60
8.6.4	Combinazione SLE – Frequente - N_{min}	61

8.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	62
8.7.1	Condizione statica SLU - N_{max}	62
8.7.2	Condizione statica SLU- N_{min}	63
8.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	64
9	VERIFICA DI STABILITA GLOBALE	65
9.1	Dati generali	65
9.2	Caso statico	68
9.3	Caso sismico	69
10	CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E LE VERIFICHE SVOLTE	70
10.1	Allegato 1 validazione RC-SEC.....	71
10.2	Allegato 2 validazione PRO_MST	94

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo e la verifica geotecnica dei pali di fondazione del muro OS01.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche per tali opere così come previsto dalle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018”.

Dal punto di vista sismico l’opera ricade nel comune di Abbiategrasso (MI).

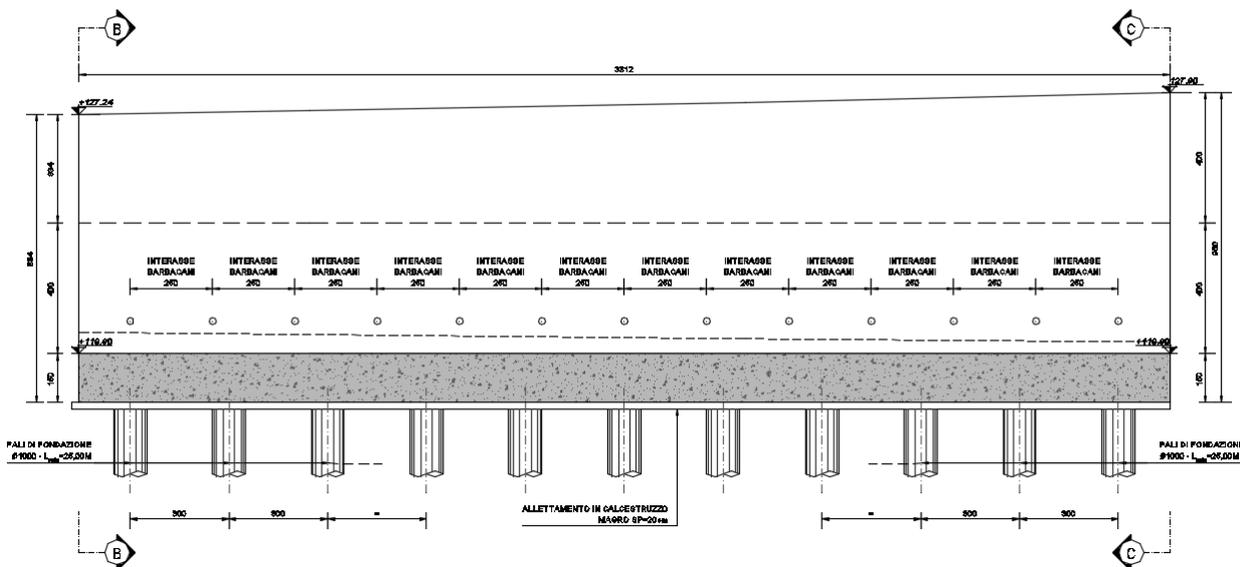


Figura 1: Prospetto

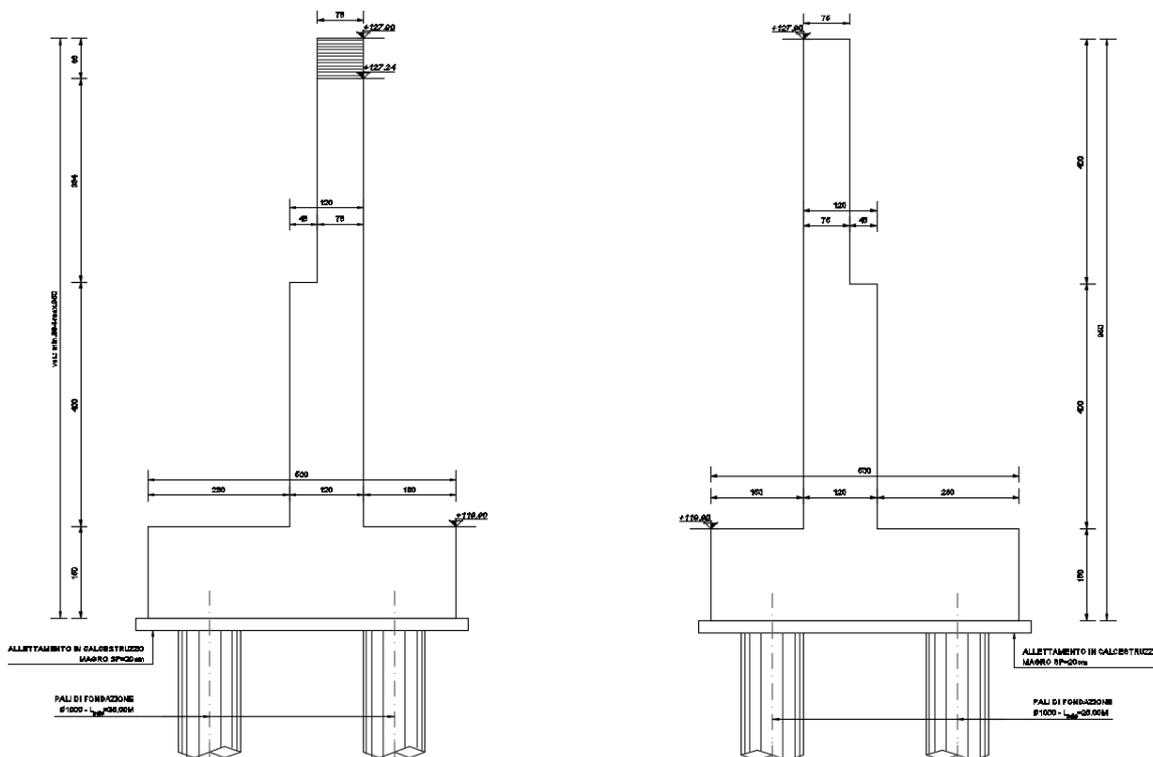


Figura 2: Sezione trasversale concio 1 e 2

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state eseguite secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- Legge 5/11/1971 n° 1086: “Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- UNI EN 206:2016: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI ENV 197 Parte 1a: “Cemento. Composizione, specificazioni e criteri di conformità”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.
- UNI EN 197-1 giugno 2011: “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”.
- UNI EN 11104:2016: “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1”.

Ulteriori riferimenti normativi

- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

3 MATERIALI

Il progetto sarà realizzato utilizzando i seguenti materiali:

3.1 CALCESTRUZZO

Pali di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m ³
Massima dimensione aggregato		32	mm
Copriferro		60	mm
Rapporto A/C		0.6	

3.2 ACCIAIO

Acciaio per cemento armato:

Acciaio per cemento armato

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 17.01.2018, avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} =$	391.30	N/mm ²
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} =$	360	N/mm ²

Deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15	10.0
$(f_t/f_{t, nom})_k$	< 1.35	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7.5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$ mm	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16$ mm	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25$ mm	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40$ mm	10 ϕ	

Acciaio per armatura da precompressione:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} > 1860$ N/mm ²
Tensione caratteristica all'1%	$f_{p(1)k} > 1670$ N/mm ²
Tensione di tesatura trefoli	$s_{spi} = 1425$ N/mm ²

4 PARAMETRI GEOTECNICI

Sotto il profilo geotecnico non si osservano grandi differenze di comportamento fra gli strati sabbioso-ghiaiosi e quelli ghiaioso-sabbiosi, per cui si ritiene di poter raggruppare i terreni indagati in due sole unità geotecniche principali più una aggiuntiva occasionale:

UNITA' Ug1 – terreni a grana grossa (ghiaia e sabbia, sabbie ghiaiose, ecc.) (G3)

UNITA' Ug2 – terreni a grana medio-fine (limo sabbioso / sabbia limosa) (S1+S2)

UNITA' Ug3 – terreni a grana fine (limi argillosi) (L5)

Per quanto riguarda i parametri geotecnici generali, essi sono riportati nella tabella seguente:

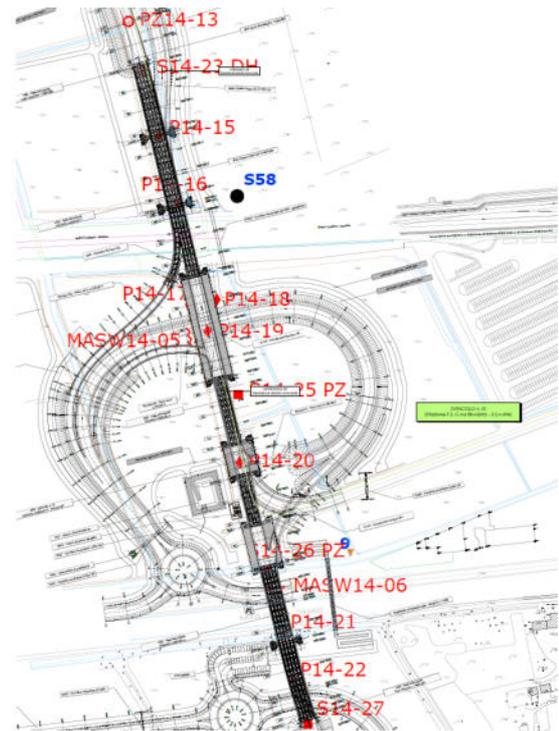
	DR	γ_t	Φ'	c'	LL	Cu	E
	(%)	(kN/m ³)		(kPa)	(%)	(kPa)	(MPa)
Unità Ug1	40-70	18.5-19.5	28°-38°	0	---	0	20-40
Unità Ug2	---	18-20	26°-35°	0	26-36	0	20-40
Unità Ug3		18-19	20°-30°	0	26-34	15-30	21-32

Rispetto alle due unità geotecniche principali (Ug1 e Ug2) è stata inserita anche l'Unità Ug3 (=L5), presente solo in alcune zone della tratta C, per un'estensione planimetrica ridotta e con spessori generalmente ridotti, intorno ad 1-2 m.

Per l'opera in esame, la stratigrafia di progetto è stata desunta dal sondaggio S14-25PZ. Alla stratigrafia compresa tra il piano campagna e la profondità pari a 13 m è stata associata l'unità litostrafica Ug1(G3) corrispondente a terreni a grana grossa, mentre da 13 m in poi è stata assunta l'unità litostrafica Ug2(S1), corrispondente a terreni a grana medio-fine.

Nello stralcio planimetrico di seguito allegato si riportano, inoltre, tutte le indagini geognostiche effettuate nell'intorno dell'opera da cui è possibile ricavare indicazioni utili alla progettazione delle fondazioni.

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBO LOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA
			tipo	num	PROF	
1	2.50					Terreno Vegetale
2	1.50					Riperto di ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa con frammenti di laterizi
3						
4	4.00					Sabbia media con ghiaia e ciottoli marrone
5	5.00		RI	1	4.5-5.00	Sabbia fine limosa con rara ghiaia marrone rossastra
6						Sabbia con ghiaia marrone rossastra
7	7.50					
8						
9			RI	2	9-9.50	Sabbia medio grossa a tratti debolmente ghiaiosa
10						
11						
12						
13	13.00					
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						Sabbia media marrone
23						
24			RI	3	24-24.50	
25						
26						
27						
28						
29	30.00					



- S14-23DH: 30.00 m
- S14-25Pz: 30.00 m
- S14-26Pz: 30.00 m
- S14-27
- P14-15: 15.00 m
- P14-16: 15.00 m
- P14-17: 15.00 m
- P14-18: 15.00 m
- P14-19: 15.00 m
- P14-20: 15.00 m
- P14-21: 15.00 m
- P14-22: 15.00 m
- Pz14-13: 2.00 m
- MASW14-05: 30.00 m
- MASW14-06: 30.00 m

In base ai dati disponibili, la profondità della falda si colloca a quota 2.41 m dal piano campagna. Ai fini delle verifiche sismiche risulta:

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Nella tabella seguente si riportano gli intervalli di valori dei parametri geotecnici relativi alla zona in cui ricade l'opera.

PARAMETRI GEOTECNICI GENERALI								
UNITA'	D _R (%)	γ _t (kN/mc)	Φ'	Φ' _{op}	LL (%)	cu (kPa)	E (MPa)	E _{op}
Ug1 (G3)	40 ÷ 70	18.50 ÷ 19.50	28° ÷ 36°	33°			24 ÷ 30	28
Ug2 (S1)	---	18.00 ÷ 20.00	32° ÷ 36°	33°	26 ÷ 36		30 ÷ 34	32

I valori di progetto di Φ' e E sono indicati con Φ'_{op} e E_{op}

Dato che la quota di imposta dei pali (q.i.p.) si trova a circa -2.0m da p.c. la stratigrafia di progetto deve essere impostata come segue:

- Unità litotecnica **G3** (da -1,20 m a quota -8,80 m da p.c.)

- Peso specifico: $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico efficace: $\gamma' = 8,50 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\varphi = 30,90^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- Densità relativa: $D_r = 49,60\%$
- Modulo elastico: $E = 22,30 \text{ N/mm}^2$

- Unità litotecnica **S1** (quota > -8,80 m da p.c.)

- Peso specifico: $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico efficace: $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\varphi = 31,70^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- Densità relativa: $D_r = 50,00\%$

Modulo elastico: $E = 21,70 \text{ N/mm}^2$

Nelle verifiche si considererà la falda a -1m da p.c.

Ai fini delle verifiche dei pali si potrà tenere conto che il numero delle verticali indagate fino alla profondità di lunghezza dei pali stessi è pari a 2 e che

$$N_{\text{sptmedio}} = 15 \text{ colpi} / 30 \text{ cm}$$

4.1 SCAVI E RIEMPIMENTI

Lo scavo avviene a cielo aperto con pendenza 1:1.

Il terreno di ritombamento dell'opera dovrà avere un angolo d'attrito minimo di 35° e un $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$.

5 AZIONE SISMICA

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

L'analisi viene condotta secondo il metodo pseudo statico.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto si assume vita nominale $VN > 50$ anni.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a 2 per la classe d'uso IV. $VR = VN \times CU = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni ag e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- ag accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F0$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno TR considerati percentile ed attribuendo ad ag il valore previsto da pericolosità sismica. $F0$ e TC^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica. Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento VR della costruzione.
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate agli stati limite considerati per individuare infine a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica TR, espresso in anni. Fissata la vita di riferimento VR, i due parametri TR e PVR sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori dei parametri ag, F0 e TC* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno TR. L'accelerazione al sito ag è espressa in g/10; F0 è adimensionale, TC* è espresso in secondi. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'opera in progetto ricade nel comune di Abbiategrasso.

Parametri per la determinazione dell'azione sismica dell'impalcato

Categoria di sottosuolo C
 Categoria topografica T1
 Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico ψE = 0.2

- q Coefficiente di struttura
- η 1/q
- ag Accelerazione orizzontale massima al sito
- Tc* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
- F0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta >>>

Variabilità dei parametri >>>

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri >>>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

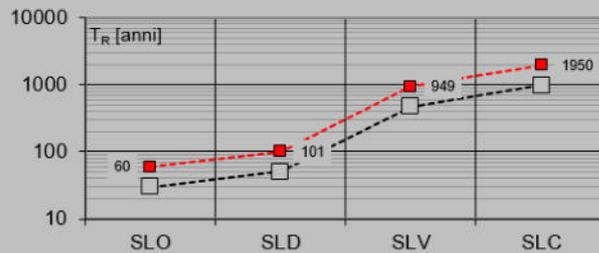
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_s = 1.500$ $C_c = 1.556$ info

$h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o Regol. in altezza info

Compon. verticale

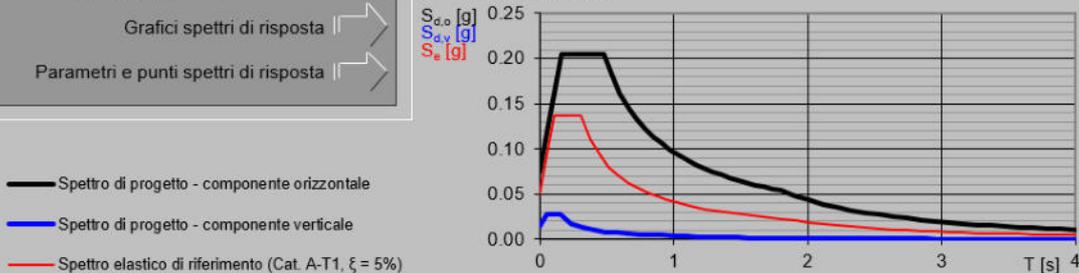
Spettro di progetto

Fattore q $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.050 g
F_o	2.730
T_c	0.304 s
S_s	1.500
C_c	1.556
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.472 s
T_D	1.800 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.075
T_B	0.157	0.205
T_C	0.472	0.205
	0.536	0.180
	0.599	0.161
	0.662	0.146
	0.725	0.133
	0.788	0.123
	0.852	0.113
	0.915	0.106
	0.978	0.099
	1.041	0.093
	1.105	0.088
	1.168	0.083
	1.231	0.079
	1.294	0.075
	1.357	0.071
	1.421	0.068
	1.484	0.065
	1.547	0.062
	1.610	0.060
	1.673	0.058
	1.737	0.056
T_D	1.800	0.054
	1.905	0.048
	2.009	0.043
	2.114	0.039
	2.219	0.035
	2.324	0.032
	2.428	0.030
	2.533	0.027
	2.638	0.025
	2.743	0.023
	2.848	0.021
	2.952	0.020
	3.057	0.019
	3.162	0.017
	3.267	0.016
	3.371	0.015
	3.476	0.014
	3.581	0.014
	3.686	0.013
	3.790	0.012
	3.895	0.011
	4.000	0.011

6 SOLLECITAZIONI IN TESTA AI PALI

6.1 SOLLECITAZIONI SLU

Sforzi alla testa dei pali

Nf	Xf [m]	Dm[m]	Ni [kN]	Ti [kN]
1	4.000	1.500	182.81	850.42
2	1.000	1.500	-3285.81	850.42

Legenda

Nf	numero della fila di pali
Xf	ascissa della fila di pali
Dm	distanza della fila dal punto centrale della fondazione
Ni	Sforzo normale agente su ogni palo dell'i-esima fila
Ti	Sforzo di taglio agente su ogni palo dell'i-esima fila

6.2 SOLLECITAZIONI SLERARE

Sforzi alla testa dei pali

Nf	Xf [m]	Dm[m]	Ni [kN]	Ti [kN]
1	4.000	1.500	-413.04	599.51
2	1.000	1.500	-2440.32	599.51

6.3 SOLLECITAZIONI SLEFREQ

Sforzi alla testa dei pali

Nf	Xf [m]	Dm[m]	Ni [kN]	Ti [kN]
1	4.000	1.500	-484.54	582.48
2	1.000	1.500	-2368.82	582.48

6.4 SOLLECITAZIONI SLEQP

Sforzi alla testa dei pali

Nf	Xf [m]	Dm[m]	Ni [kN]	Ti [kN]
1	4.000	1.500	-793.91	509.70
2	1.000	1.500	-2150.36	509.70

La resistenza di progetto del palo soggetto a carichi assiali si ottiene mediante le seguenti relazioni:

$$R_d = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} : \text{resistenza a compressione}$$

$$R_d = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} : \text{resistenza a trazione}$$

con:

- $R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$: resistenza caratt. palo soggetto a carichi assiali di

compressione;

- $R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$: resistenza caratt. del palo soggetto a carichi assiali di

trazione;

- $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$): resistenza di calcolo del palo soggetto a carichi assiali di compressione (di trazione);

- ξ_3 e ξ_4 : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo, i cui valori sono indicati nella Tabella 6.4.IV seguente tratta dal D.M. 17/01/2018.

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

Numero di verticali indagate	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

- γ_R : coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi assiali i cui valori sono riportati nella Tabella 6.4.II seguente tratta dal D.M. 17/01/2018.

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

7.1 FORMULAZIONI ADOTTATE PER LA VERIFICA DEL CARICO LIMITE ULTIMO

La stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato Q_{LIM} mediante formule statiche è ottenuta valutando i massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale Q_S e di quella di punta Q_P :

$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P$$

essendo W_P il peso proprio del palo.

Si fanno le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo – terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale Q_S e di capacità portante di punta Q_P non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

7.1.1 PALO IN TERRENO COESIVO SATURO

Stima della capacità portante laterale Q_S

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale Q_S per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_S = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza a taglio non drenata originaria del terreno indisturbato:

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

In cui α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità e dal cedimento del palo.

Per la valutazione del coefficiente α per i pali trivellati si assume la seguente formulazione con c_u espresso in [kPa] (Viggiani, 1999):

- $c_u < 25 \rightarrow \alpha = 0,70$
- $25 < c_u < 70 \rightarrow \alpha = 0,70 - 0,08 \cdot (c_u - 25)$
- $70 < c_u \rightarrow \alpha = 0,35$

Stima della capacità portante di punta Q_P

Per la stima della capacità portante di punta Q_P si esegue un'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali. L'equazione di riferimento è formalmente identica a quella della capacità portante di fondazioni superficiali su terreno coesivo in condizioni non drenate:

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,P})$$

in cui:

- A_P è l'area di base del palo;
- q_P è la capacità portante unitaria;
- c_u è la resistenza al taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo;
- $\sigma_{v0,P}$ è la tensione verticale totale alla punta;
- N_c è il fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a **9,00**.

7.1.2 PALO IN TERRENO INCOERENTE

Nel caso di pali in terreni incoerenti, e quindi a elevata permeabilità, l'analisi è svolta sempre con riferimento alle condizioni drenate e quindi in termini di tensioni efficaci.

Stima della capacità portante laterale Q_S

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_S = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico e che pertanto la tensione tangenziale limite possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$$

in cui:

- σ'_h è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo;
- σ'_{v0} è la tensione efficace verticale iniziale prima della messa in opera del palo;
- K è un coefficiente di spinta, rapporto fra σ'_h e $\sigma'_{v0} \rightarrow K = 1 - \text{sen}(\varphi')$
- $\tan \delta$ è il coefficiente di attrito palo – terreno $\rightarrow \mu = \tan \delta = \tan(\varphi')$

Stima della capacità portante di punta Q_P

Per la stima della capacità portante di punta Q_P dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

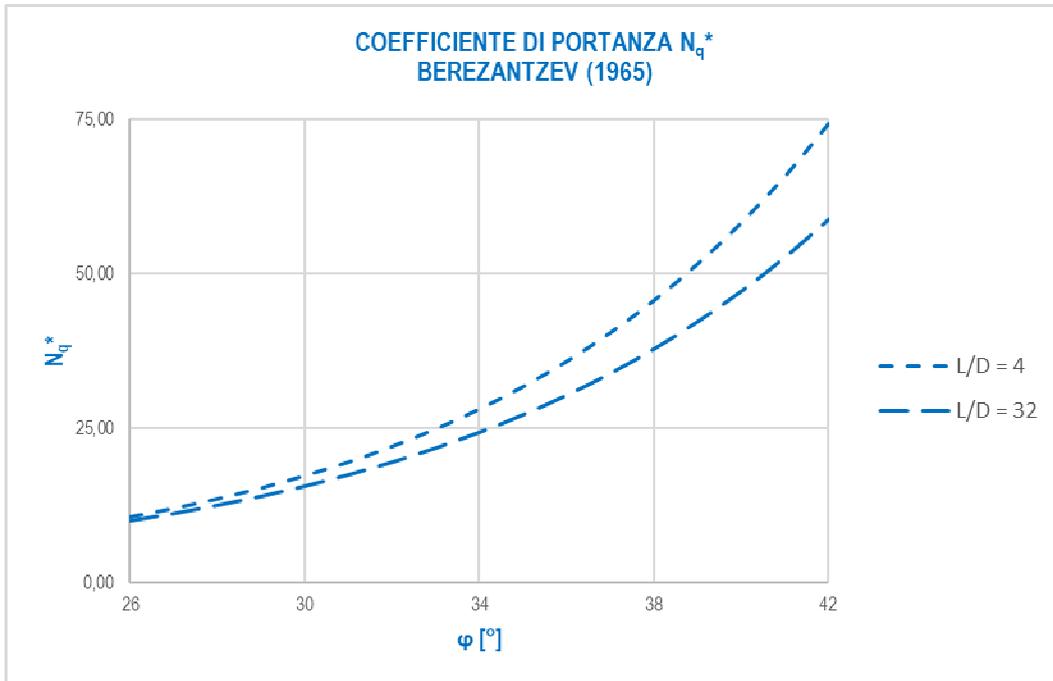
$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot \sigma'_{v0,P} \cdot N_q$$

in cui:

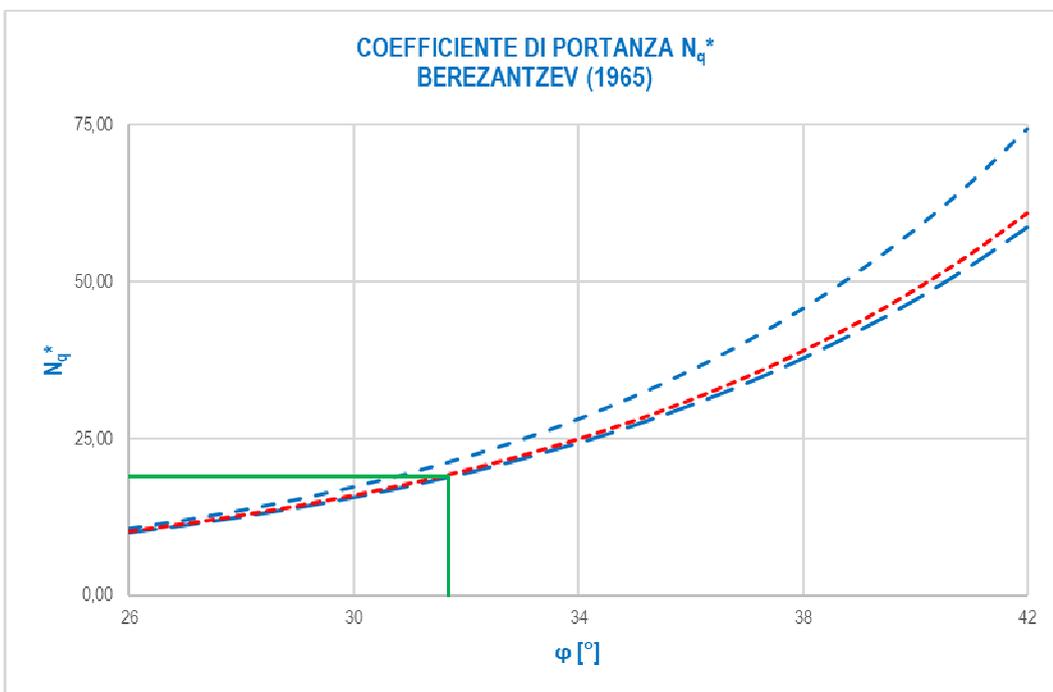
- A_P è l'area di base del palo;
- q_P è la capacità portante unitaria;
- $\sigma'_{v0,P}$ è la tensione verticale totale alla punta;
- N_q è il fattore di capacità portante.

7.2 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI CAPACITÀ PORTANTE ALLA PUNTA N_q

Il fattore di capacità portante N_q è definito mediante il metodo di Berezantzev "ridotto" (1965), in funzione al valore dell'angolo di attrito del terreno in corrispondenza della base del palo e del rapporto tra lunghezza del palo L e diametro del palo D . Il valore di N_q^* è estrapolabile dal seguente abaco (per valori intermedi si procede mediante interpolazione lineare):



Considerato un terreno alla base con angolo di attrito pari a $31,70^\circ$ e un rapporto $L/D = 26,00/1,00 = 26,00$, è stato determinato un valore del coefficiente di portanza alla punta pari a $N_q^* = 19,13$.



Considerato l'utilizzo del metodo di Berezantzev "ridotto" per i pali di grande diametro (cautelativo), non è stata presa in considerazione la correlazione di Kishida per i pali trivellati.

7.3 VERIFICHE DI PORTANZA VERTICALE (CARICO LIMITE ULTIMO) E LATERALE DEL PALO

Le verifiche geotecniche di carico limite ultimo e portanza laterale sono state condotte mediante il software CARL 12.0 (Aztec Informatica).

Le verifiche sono state condotte per le combinazioni allo Stato Limite Ultimo statiche e sismiche maggiormente gravose, considerando i seguenti carichi:

<u>Sforzi alla testa dei pali</u>				
Nf	Xf [m]	Dm[m]	Ni [kN]	Ti [kN]
1	4.000	1.500	182.81	850.42
2	1.000	1.500	-3285.81	850.42

<u>Legenda</u>	
Nf	numero della fila di pali
Xf	ascissa della fila di pali
Dm	distanza della fila dal punto centrale della fondazione
Ni	Sforzo normale agente su ogni palo dell'i-esima fila
Ti	Sforzo di taglio agente su ogni palo dell'i-esima fila

Il peso proprio del palo è tenuto in conto in maniera automatica dal software di calcolo.

Richiami teorici

Determinazione della capacità portante

Il carico verticale che grava sul palo va confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portanza di base (o di punta) e portanza per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T Portanza totale del palo;
- Q_P Portanza di base del palo;
- Q_L Portanza per attrito laterale del palo;
- W_P Peso proprio del palo.

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente γ_b e γ_s .

I coefficienti γ_b e γ_s rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_P/\gamma_b + Q_L/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_L/\gamma_s + W_P$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p (c N_c + q_b N_q)$$

dove A_p è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q_b è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti N_c e N_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità. N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

Capacità portante per attrito laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \text{Int}(\tau_a) dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \text{tg } \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, e σ_h è la tensione orizzontale alla generica profondità z . La tensione orizzontale σ_h è legata alla pressione verticale σ_v tramite il coefficiente di spinta K_s

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Indicando con C il perimetro e con L la lunghezza del palo abbiamo:

$$\text{Int}^L(C(c_a + K_s \sigma_v \text{tg } \delta) dz)$$

Analisi del palo soggetto a forze orizzontali (Portanza trasversale)

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidità elastica, K_h , espressa in Kg/cm²/cm che rappresenta la pressione (in Kg/cm²) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate K_h assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di K_h è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di K_h assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidità che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con d_y la lunghezza del tratto di influenza della molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidità pari a:

$$K_m = d_y e D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c=c_u$, $\phi=0$) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

q pressione geostatica alla profondità z

c coesione alla profondità z

K_{pq} , K_{pc} coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ e del rapporto z/D .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a $1,5D$ e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore $3\sigma_v K_p D$ (alla base) essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

Dati

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione del palo
<i>Frm</i>	Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
<i>D</i>	Diametro del palo espresso in [cm]
<i>L</i>	Lunghezza del palo espressa in [m]

Descr	Frm	X [m]	Y [m]	D [m]	L [m]
Palo 100	(C)	0,00	0,00	100,00	26,00

Materiali palo

Calcestruzzo

Tipo	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	305,91	[kg/cm ²]
Peso specifico	2500,00	[kg/m ³]
Modulo elastico	320665,55	[kg/cm ²]
Coeff. di omogeneizzazione	15,00	

Acciaio

Tipo	B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	4588,65	[kg/cm ²]

Coefficienti di sicurezza sui materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza sezione	1.00

Caratteristiche pali

Pali in c.a.

Armatura con ferri longitudinali e staffe

Tipo di palo TRIVELLATO

Contributo sia della portanza laterale sia della portanza di punta

Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/m ³]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/m ³]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ϕ_{min}, ϕ_{med}	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$\delta_{min}, \delta_{med}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
<i>c_{min}, c_{med}</i>	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]
<i>c_{a,min}, c_{a,med}</i>	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]

Parametri caratteristici

Descrizione	γ [kg/m ³]	γ_{sat} [kg/m ³]	ϕ [°]	δ [°]	<i>c</i> [kg/cm ²]	<i>ca</i> [kg/cm ²]
G3	1850,0	1850,0	30,90	30,90	0,000	0,000
S1	1900,0	1900,0	31,70	31,70	0,000	0,000

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA DEI PALI - OS01

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	ca [kg/cm ²]
G3 (lamierino)	1850,0	1850,0	30,90	30,90	0,000	0,000

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min} [°]	δ_{min} [°]	C _{min} [kg/cm ²]	ca _{min} [kg/cm ²]
G3	30,89	30,89	0,000	0,000
S1	31,69	31,69	0,000	0,000
G3 (lamierino)	30,89	30,89	0,000	0,000

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	C _{med} [kg/cm ²]	ca _{med} [kg/cm ²]
G3	30,90	30,90	0,000	0,000
S1	31,70	31,70	0,000	0,000
G3 (lamierino)	30,90	30,90	0,000	0,000

Falda

Profondità dal piano di posa 1,00 [m]

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

- N Identificativo strato
- Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
- Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
- Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
- Terreno Terreno dello strato
- Kw Costante di Winkler espressa in Kg/cm²/cm
- Ks Coefficiente di spinta
- α Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno	Kw [kg/cm ² /cm]	Ks	α
1	-11,0	-11,0	-11,0	G3	0.14	0.49	1.00
2	-30,0	-30,0	-30,0	S1	0.63	0.48	1.00

Normativa

N.T.C. 2018 - Approccio 2

Simbologia adottata

- γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
- γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
- γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
- γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
- $\gamma'_{tan\phi}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
- γ'_c Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
- γ'_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
- γ'_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
- γ'_r Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma'_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ'_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ'_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ'_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ'_r	1.00	1.00	1.00	1.00

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale compressione	γ_t	1.00	1.60	1.30
Laterale trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

		R1	R2	R3
	γ_T	1.00	1.60	1.30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali
 Numero di verticali indagate 2 $\xi_3=1.65$ $\xi_4=1.55$

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.
 Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
 Momento positivo senso antiorario.
 f_{nd} Indice della fondazione
 N_{TOT} Sforzo normale totale espressa in [kg]
 M_{YTOT} Momento in direzione Y espresso in [kgm]
 T_{TOT} Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT} [kg]	M_{YTOT} [kgm]	T_{TOT} [kg]
Palo 100	328581,0	0,0	85042,0

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE

Fondazione	N_{TOT} [kg]	M_{YTOT} [kgm]	T_{TOT} [kg]
Palo 100	-18281,0	0,0	85042,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 - STR - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Opzioni di calcolo

Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Berezantzev ridotto.

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,37 [kg/cmq]

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Pressione passiva con moltiplicatore = 3.00)

Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb	Identificativo della combinazione
Nc, Nq	Fattori di capacità portante
Pl _{min} , Pl _{med}	Portanza laterale minima e media espressa in [kg]
Pp _{min} , Pp _{med}	Portanza di punta minima e media espressa in [kg]
Pd	Portanza di progetto espressa in [kg]
N	Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]
η	Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cmb	Nc	Nq
1	29.35	19.13
2	29.35	19.13

cmb	Pl _{med} [kg]	Pp _{med} [kg]	Pl _{min} [kg]	Pp _{min} [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	381327	413869	381178	413410	51051	335712	328581	1.022
2	381327	413869	381178	413410	51051	319635	-18281	17.485

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb	Identificativo della combinazione
Tu	Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kg]
Tx	Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
η=T _u /T _x	Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cmb	Tu [kg]	T [kg]	η
1	112825	85042	1,327
2	112825	85042	1,327

Spostamenti e pressioni in esercizio

Simbologia adottata

Nr.	Identificativo sezione palo
Y	ordinata palo espressa in [cm]
Ue	spostamento in esercizio espresso in [cm]
Pe	pressione in esercizio espressa in [kg/cm ²]

Combinazione n° 1

n°	Y [m]	Ue [cm]	Pe [kg/cm ²]	n°	Y [m]	Ue [cm]	Pe [kg/cm ²]	n°	Y [m]	Ue [cm]	Pe [kg/cm ²]
1	0,00	14,3969	2,059	2	0,26	13,9374	1,993	3	0,52	13,4787	1,927
4	0,78	13,0218	1,862	5	1,04	12,5675	1,797	6	1,30	12,1165	1,733
7	1,56	11,6696	1,669	8	1,82	11,2273	1,606	9	2,08	10,7903	1,543
10	2,34	10,3592	1,481	11	2,60	9,9344	1,421	12	2,86	9,5164	1,361
13	3,12	9,1056	1,302	14	3,38	8,7025	1,244	15	3,64	8,3073	1,188

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA DEI PALI - OS01

n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe
	[m]	[cm]	[kg/cmqa]		[m]	[cm]	[kg/cmqa]		[m]	[cm]	[kg/cmqa]
16	3,90	7,9205	1,133	17	4,16	7,5421	1,079	18	4,42	7,1726	1,026
19	4,68	6,8121	0,974	20	4,94	6,4609	0,924	21	5,20	6,1189	0,875
22	5,46	5,7865	0,827	23	5,72	5,4637	0,781	24	5,98	5,1505	0,737
25	6,24	4,8470	0,693	26	6,50	4,5533	0,651	27	6,76	4,2694	0,611
28	7,02	3,9953	0,571	29	7,28	3,7309	0,534	30	7,54	3,4762	0,497
31	7,80	3,2312	0,462	32	8,06	2,9957	0,428	33	8,32	2,7698	0,396
34	8,58	2,5533	0,365	35	8,84	2,3461	0,335	36	9,10	2,1481	0,307
37	9,36	1,9591	0,280	38	9,62	1,7791	0,254	39	9,88	1,6079	0,230
40	10,14	1,4453	0,207	41	10,40	1,2911	0,185	42	10,66	1,1453	0,164
43	10,92	1,0077	0,144	44	11,18	0,8780	0,554	45	11,44	0,7561	0,477
46	11,70	0,6418	0,405	47	11,96	0,5349	0,338	48	12,22	0,4352	0,275
49	12,48	0,3424	0,216	50	12,74	0,2564	0,162	51	13,00	0,1768	0,112
52	13,26	0,1034	0,065	53	13,52	0,0360	0,023	54	13,78	-0,0257	-0,016
55	14,04	-0,0820	-0,052	56	14,30	-0,1330	-0,084	57	14,56	-0,1791	-0,113
58	14,82	-0,2204	-0,139	59	15,08	-0,2573	-0,162	60	15,34	-0,2900	-0,183
61	15,60	-0,3187	-0,201	62	15,86	-0,3437	-0,217	63	16,12	-0,3651	-0,230
64	16,38	-0,3833	-0,242	65	16,64	-0,3983	-0,251	66	16,90	-0,4105	-0,259
67	17,16	-0,4199	-0,265	68	17,42	-0,4269	-0,269	69	17,68	-0,4316	-0,272
70	17,94	-0,4341	-0,274	71	18,20	-0,4347	-0,274	72	18,46	-0,4334	-0,274
73	18,72	-0,4306	-0,272	74	18,98	-0,4262	-0,269	75	19,24	-0,4204	-0,265
76	19,50	-0,4134	-0,261	77	19,76	-0,4052	-0,256	78	20,02	-0,3961	-0,250
79	20,28	-0,3860	-0,244	80	20,54	-0,3751	-0,237	81	20,80	-0,3636	-0,229
82	21,06	-0,3513	-0,222	83	21,32	-0,3386	-0,214	84	21,58	-0,3253	-0,205
85	21,84	-0,3117	-0,197	86	22,10	-0,2976	-0,188	87	22,36	-0,2833	-0,179
88	22,62	-0,2687	-0,170	89	22,88	-0,2540	-0,160	90	23,14	-0,2390	-0,151
91	23,40	-0,2239	-0,141	92	23,66	-0,2087	-0,132	93	23,92	-0,1934	-0,122
94	24,18	-0,1780	-0,112	95	24,44	-0,1626	-0,103	96	24,70	-0,1472	-0,093
97	24,96	-0,1317	-0,083	98	25,22	-0,1162	-0,073	99	25,48	-0,1007	-0,064
100	25,74	-0,0852	-0,054	101	26,00	-0,0697	-0,044	102			

Combinazione n° 2

n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe
	[m]	[cm]	[kg/cmqa]		[m]	[cm]	[kg/cmqa]		[m]	[cm]	[kg/cmqa]
1	0,00	14,3969	2,059	2	0,26	13,9374	1,993	3	0,52	13,4787	1,927
4	0,78	13,0218	1,862	5	1,04	12,5675	1,797	6	1,30	12,1165	1,733
7	1,56	11,6696	1,669	8	1,82	11,2273	1,606	9	2,08	10,7903	1,543
10	2,34	10,3592	1,481	11	2,60	9,9344	1,421	12	2,86	9,5164	1,361
13	3,12	9,1056	1,302	14	3,38	8,7025	1,244	15	3,64	8,3073	1,188
16	3,90	7,9205	1,133	17	4,16	7,5421	1,079	18	4,42	7,1726	1,026
19	4,68	6,8121	0,974	20	4,94	6,4609	0,924	21	5,20	6,1189	0,875
22	5,46	5,7865	0,827	23	5,72	5,4637	0,781	24	5,98	5,1505	0,737
25	6,24	4,8470	0,693	26	6,50	4,5533	0,651	27	6,76	4,2694	0,611
28	7,02	3,9953	0,571	29	7,28	3,7309	0,534	30	7,54	3,4762	0,497
31	7,80	3,2312	0,462	32	8,06	2,9957	0,428	33	8,32	2,7698	0,396
34	8,58	2,5533	0,365	35	8,84	2,3461	0,335	36	9,10	2,1481	0,307
37	9,36	1,9591	0,280	38	9,62	1,7791	0,254	39	9,88	1,6079	0,230
40	10,14	1,4453	0,207	41	10,40	1,2911	0,185	42	10,66	1,1453	0,164
43	10,92	1,0077	0,144	44	11,18	0,8780	0,554	45	11,44	0,7561	0,477
46	11,70	0,6418	0,405	47	11,96	0,5349	0,338	48	12,22	0,4352	0,275
49	12,48	0,3424	0,216	50	12,74	0,2564	0,162	51	13,00	0,1768	0,112
52	13,26	0,1034	0,065	53	13,52	0,0360	0,023	54	13,78	-0,0257	-0,016
55	14,04	-0,0820	-0,052	56	14,30	-0,1330	-0,084	57	14,56	-0,1791	-0,113
58	14,82	-0,2204	-0,139	59	15,08	-0,2573	-0,162	60	15,34	-0,2900	-0,183
61	15,60	-0,3187	-0,201	62	15,86	-0,3437	-0,217	63	16,12	-0,3651	-0,230
64	16,38	-0,3833	-0,242	65	16,64	-0,3983	-0,251	66	16,90	-0,4105	-0,259
67	17,16	-0,4199	-0,265	68	17,42	-0,4269	-0,269	69	17,68	-0,4316	-0,272
70	17,94	-0,4341	-0,274	71	18,20	-0,4347	-0,274	72	18,46	-0,4334	-0,274
73	18,72	-0,4306	-0,272	74	18,98	-0,4262	-0,269	75	19,24	-0,4204	-0,265
76	19,50	-0,4134	-0,261	77	19,76	-0,4052	-0,256	78	20,02	-0,3961	-0,250
79	20,28	-0,3860	-0,244	80	20,54	-0,3751	-0,237	81	20,80	-0,3636	-0,229
82	21,06	-0,3513	-0,222	83	21,32	-0,3386	-0,214	84	21,58	-0,3253	-0,205
85	21,84	-0,3117	-0,197	86	22,10	-0,2976	-0,188	87	22,36	-0,2833	-0,179
88	22,62	-0,2687	-0,170	89	22,88	-0,2540	-0,160	90	23,14	-0,2390	-0,151
91	23,40	-0,2239	-0,141	92	23,66	-0,2087	-0,132	93	23,92	-0,1934	-0,122
94	24,18	-0,1780	-0,112	95	24,44	-0,1626	-0,103	96	24,70	-0,1472	-0,093
97	24,96	-0,1317	-0,083	98	25,22	-0,1162	-0,073	99	25,48	-0,1007	-0,064
100	25,74	-0,0852	-0,054	101	26,00	-0,0697	-0,044	102			

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
 Y ordinata palo espressa in [cm]

Ur spostamento limite espresso in [cm]
Pr pressione limite espressa in [kg/cmq]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]
1	0,00	19,1009	2,731	2	0,26	18,4912	2,644	3	0,52	17,8827	2,557
4	0,78	17,2765	2,471	5	1,04	16,6737	2,384	6	1,30	16,0754	2,299
7	1,56	15,4824	2,214	8	1,82	14,8956	2,130	9	2,08	14,3158	2,047
10	2,34	13,7437	1,965	11	2,60	13,1801	1,885	12	2,86	12,6255	1,805
13	3,12	12,0805	1,728	14	3,38	11,5457	1,651	15	3,64	11,0214	1,576
16	3,90	10,5081	1,503	17	4,16	10,0061	1,431	18	4,42	9,5159	1,361
19	4,68	9,0376	1,292	20	4,94	8,5715	1,226	21	5,20	8,1178	1,161
22	5,46	7,6767	1,098	23	5,72	7,2484	1,037	24	5,98	6,8328	0,977
25	6,24	6,4302	0,920	26	6,50	6,0406	0,864	27	6,76	5,6639	0,810
28	7,02	5,3002	0,758	29	7,28	4,9494	0,708	30	7,54	4,6116	0,659
31	7,80	4,2865	0,613	32	8,06	3,9742	0,568	33	8,32	3,6745	0,525
34	8,58	3,3872	0,484	35	8,84	3,1123	0,445	36	9,10	2,8496	0,407
37	9,36	2,5990	0,372	38	9,62	2,3601	0,338	39	9,88	2,1330	0,305
40	10,14	1,9173	0,274	41	10,40	1,7128	0,245	42	10,66	1,5194	0,217
43	10,92	1,3368	0,191	44	11,18	1,1647	0,735	45	11,44	1,0030	0,633
46	11,70	0,8514	0,537	47	11,96	0,7096	0,448	48	12,22	0,5773	0,364
49	12,48	0,4542	0,287	50	12,74	0,3401	0,215	51	13,00	0,2345	0,148
52	13,26	0,1371	0,087	53	13,52	0,0477	0,030	54	13,78	-0,0342	-0,022
55	14,04	-0,1088	-0,069	56	14,30	-0,1765	-0,111	57	14,56	-0,2376	-0,150
58	14,82	-0,2925	-0,185	59	15,08	-0,3414	-0,215	60	15,34	-0,3848	-0,243
61	15,60	-0,4229	-0,267	62	15,86	-0,4560	-0,288	63	16,12	-0,4844	-0,306
64	16,38	-0,5085	-0,321	65	16,64	-0,5284	-0,333	66	16,90	-0,5445	-0,344
67	17,16	-0,5571	-0,352	68	17,42	-0,5664	-0,357	69	17,68	-0,5726	-0,361
70	17,94	-0,5759	-0,363	71	18,20	-0,5767	-0,364	72	18,46	-0,5750	-0,363
73	18,72	-0,5712	-0,360	74	18,98	-0,5654	-0,357	75	19,24	-0,5577	-0,352
76	19,50	-0,5484	-0,346	77	19,76	-0,5376	-0,339	78	20,02	-0,5254	-0,332
79	20,28	-0,5121	-0,323	80	20,54	-0,4977	-0,314	81	20,80	-0,4823	-0,304
82	21,06	-0,4661	-0,294	83	21,32	-0,4492	-0,283	84	21,58	-0,4316	-0,272
85	21,84	-0,4135	-0,261	86	22,10	-0,3949	-0,249	87	22,36	-0,3759	-0,237
88	22,62	-0,3565	-0,225	89	22,88	-0,3369	-0,213	90	23,14	-0,3171	-0,200
91	23,40	-0,2970	-0,187	92	23,66	-0,2768	-0,175	93	23,92	-0,2565	-0,162
94	24,18	-0,2362	-0,149	95	24,44	-0,2157	-0,136	96	24,70	-0,1952	-0,123
97	24,96	-0,1747	-0,110	98	25,22	-0,1541	-0,097	99	25,48	-0,1336	-0,084
100	25,74	-0,1130	-0,071	101	26,00	-0,0925	-0,058	102			

Di seguito sono riepilogati i coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche desunti dal software di calcolo relativamente alle diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	CARICO LIMITE	PORTANZA LATERALE
1	1,022	1,327
2	17,485	1,327

7.4 VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA DEI PALI IN GRUPPO

Trattandosi di terreni incoerenti l'efficienza dei pali in gruppo è di norma superiore all'unità. Nel caso in esame, a favore di sicurezza, si considera un'efficienza unitaria dei pali in gruppo.

7.5 VALIDAZIONE MANUALE DEI RISULTATI DEL SOFTWARE

Nella tabella successiva è riportata la determinazione della portanza laterale caratteristica del palo di fondazione:

Diametro del palo	1,00	[m]
Lunghezza del palo	26,00	[m]
Quota di falda	1,00	[m]
Pressione al piano di posa della zattera di fondazione	37,00	[kN/m ²]

z [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	V _w [kN/m ²]	σ _v [kN/m ²]	σ _v [kN/m ²]	σ' _v [kN/m ²]	φ [°]	K = 1-sen(φ)	μ=tan(δ)=tan(φ)	T _s [kN/m ²]	T _{s,media} [kN/m ²]	R _{L,k} [kN]
0,00	18,50	18,50	0,00	37,00	0,00	37,00	30,90	0,486	0,598	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	18,50	0,00	55,50	0,00	55,50	30,90	0,486	0,598	16,16	8,08	25,38
1,50	18,50	8,50	10,00	64,75	5,00	59,75	30,90	0,486	0,598	17,40	16,78	51,73
2,00	18,50	8,50	10,00	74,00	10,00	64,00	30,90	0,486	0,598	18,63	18,01	80,03
3,00	18,50	8,50	10,00	92,50	20,00	72,50	30,90	0,486	0,598	21,11	19,87	142,46
4,00	18,50	8,50	10,00	111,00	30,00	81,00	30,90	0,486	0,598	23,58	22,34	212,65
5,00	18,50	8,50	10,00	129,50	40,00	89,50	30,90	0,486	0,598	26,06	24,82	290,63
6,00	18,50	8,50	10,00	148,00	50,00	98,00	30,90	0,486	0,598	28,53	27,29	376,38
7,00	18,50	8,50	10,00	166,50	60,00	106,50	30,90	0,486	0,598	31,01	29,77	469,90
7,50	18,50	8,50	10,00	175,75	65,00	110,75	30,90	0,486	0,598	32,24	31,63	519,57
8,00	18,50	8,50	10,00	185,00	70,00	115,00	30,90	0,486	0,598	33,48	32,86	571,19
9,00	18,50	8,50	10,00	203,50	80,00	123,50	30,90	0,486	0,598	35,96	34,72	680,26
10,00	18,50	8,50	10,00	222,00	90,00	132,00	30,90	0,486	0,598	38,43	37,19	797,11
11,00	18,50	8,50	10,00	240,50	100,00	140,50	30,90	0,486	0,598	40,91	39,67	921,73
12,00	18,50	8,50	10,00	259,00	110,00	149,00	30,90	0,486	0,598	43,38	42,14	1.054,12
13,00	18,50	8,50	10,00	277,50	120,00	157,50	30,90	0,486	0,598	45,85	44,62	1.194,29
14,00	19,00	9,00	10,00	296,50	130,00	166,50	31,70	0,475	0,618	48,80	47,33	1.342,97
15,00	19,00	9,00	10,00	315,50	140,00	175,50	31,70	0,475	0,618	51,43	50,12	1.500,42
16,00	19,00	9,00	10,00	334,50	150,00	184,50	31,70	0,475	0,618	54,07	52,75	1.666,14
17,00	19,00	9,00	10,00	353,50	160,00	193,50	31,70	0,475	0,618	56,71	55,39	1.840,16
18,00	19,00	9,00	10,00	372,50	170,00	202,50	31,70	0,475	0,618	59,35	58,03	2.022,46
19,00	19,00	9,00	10,00	391,50	180,00	211,50	31,70	0,475	0,618	61,99	60,67	2.213,05
20,00	19,00	9,00	10,00	410,50	190,00	220,50	31,70	0,475	0,618	64,62	63,30	2.411,93
21,00	19,00	9,00	10,00	429,50	200,00	229,50	31,70	0,475	0,618	67,26	65,94	2.619,09
22,00	19,00	9,00	10,00	448,50	210,00	238,50	31,70	0,475	0,618	69,90	68,58	2.834,54
23,00	19,00	9,00	10,00	467,50	220,00	247,50	31,70	0,475	0,618	72,54	71,22	3.058,28
24,00	19,00	9,00	10,00	486,50	230,00	256,50	31,70	0,475	0,618	75,17	73,85	3.290,30
25,00	19,00	9,00	10,00	505,50	240,00	265,50	31,70	0,475	0,618	77,81	76,49	3.530,61
26,00	19,00	9,00	10,00	524,50	250,00	274,50	31,70	0,475	0,618	80,45	79,13	3.779,20

Il valore caratteristico della portanza laterale è risultato pari a $R_{L,k} = 3.779,20$ kN.

Considerato:

- Coefficiente di portanza alla punta $N^*_q = 19,13$
- Pressione verticale efficace alla base $\sigma'_v = 274,50$ kN/m²

il valore caratteristico della portanza di punta risulta pari a:

$$R_{p,k} = \pi \times 1,00^2 / 4 \times 19,13 \times 274,50 = 4.124,27 \text{ kN}$$

Di seguito è riportato il form di output del software di calcolo recante la determinazione dei valori caratteristici della portanza laterale e di punta:

Dettagli risultati palo [comb 1] SLU - Approccio 2

Geometria palo
 L = 26,00 m D = 100,00 cm

Portanza verticale
 Pp min = 413410 kg Pp med = 413869 kg
 Pl min = 381178 kg Pl med = 381327 kg
 Wp = 51051 kg
 Pd = 335712 kg N = 328581 kg $\eta = 1,02$

Coefficienti di capacità portante
 Nc = 29,35 Nq = 19,13
 N'c = 29,35 N'q = 19,13

Portanza trasversale
 Tu = 127237 kg T = 85042 kg $\eta = 1,50$
 Mu = 0 kgm

Armatura palo (primo tratto)
 Armatura: 48 ϕ 26 A = 254,85 cm² MuSez = 340658 kgm

Armatura palo (secondo tratto) - y =
 Armatura: ϕ A = MuSez =

Cedimenti
 w = 0,472 cm u = 14,397 cm

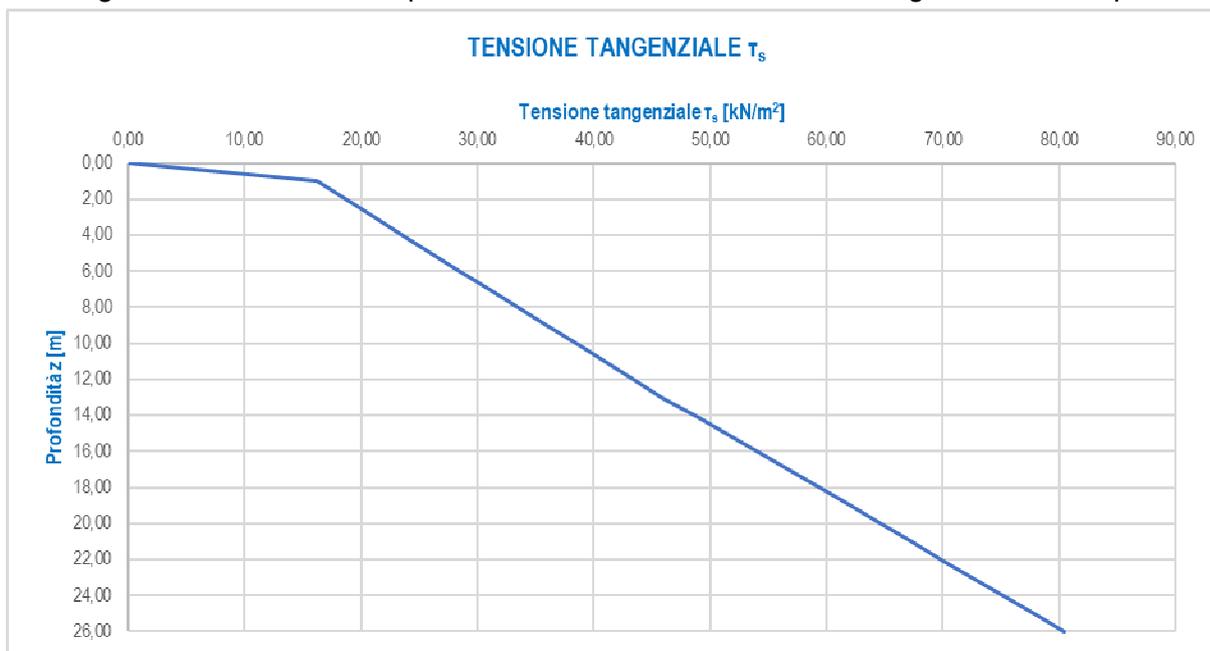
<< 1 >> Help

Risulta pertanto:

PORTANZA	SOFTWARE	VALIDAZIONE
di punta [kN]	4.138,69	4.124,27
laterale [kN]	3.813,27	3.779,20

I risultati risultano perfettamente confrontabili.

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento della tensione tangenziale con la profondità:



La tensione tangenziale risulta sempre inferiore a **100,00 kPa**, nel rispetto dell'assunzione presente nel progetto definitivo.

7.6 CALCOLO DEI CEDIMENTI VERTICALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE CARATTERISTICA

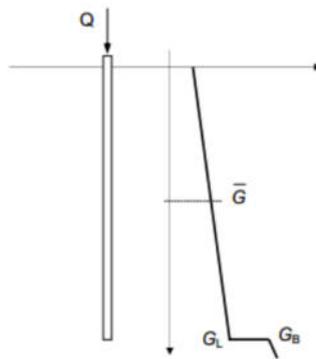
Il cedimento del palo per la combinazione maggiormente gravosa allo Stato Limite di Esercizio – Combinazione Caratteristica viene determinato mediante il metodo di Randolph e Worth di seguito descritto.

Il cedimento del singolo palo è determinato mediante la seguente relazione:

$$\frac{Q}{G_L \cdot r_0 \cdot w} = \left[\frac{4}{\eta \cdot (1-\nu)} + \frac{2 \cdot \pi}{\zeta} \cdot \rho \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L} \right] \cdot \left[1 + \frac{4}{\eta \cdot (1-\nu)} + \frac{1}{\pi \cdot L} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L} \right]^{-1}$$

dove:

- Q = carico sul palo
- r_0 = raggio del palo
- w = cedimento del palo
- E_p = modulo elastico del calcestruzzo costituente il palo



- G_m = modulo di rigidezza trasversale media del terreno lungo lo sviluppo del palo
- G_L = modulo di rigidezza trasversale del terreno alla lunghezza L
- G_b = modulo di rigidezza trasversale del terreno in corrispondenza della base del palo
- ν = coefficiente di Poisson del terreno
- r_b = raggio del palo alla base

$$\rho = \frac{G_m}{G_L}$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_L}$$

$$\xi = \frac{G_L}{G_b}$$

$$\eta = \frac{r_b}{r_0}$$

$$r_m = L \cdot \left\{ \frac{L}{4} + \left[2 \cdot \rho \cdot (1-\nu) - \frac{L}{4} \right] \cdot \xi \right\}$$

$$\zeta = \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)$$

- $$\mu = \frac{\sqrt{\frac{2}{\xi \cdot \lambda}}}{r_0}$$

Il carico massimo sul singolo palo determinato per lo Stato Limite di Esercizio – Combinazione caratteristica è risultato pari a:

Q = 2.440,32 kN

A tale carico, trasmesso dalla pila, viene sommato il peso proprio del palo, che risulta pari a:

P_{palo} = 26,00 x π x 1,00² / 4 x 25,00 = 510,51 kN

Viene infine sottratto il peso del terreno rimosso durante la trivellazione del palo:

P_t = π x 1,00² / 4 x (11,00 x 18,50 + 15,00 x 19,00) = 383,67 kN

Il carico massimo in condizioni di esercizio utilizzato per la stima del cedimento verticale risulta dunque pari a:

Q = 2.440,32 + 510,51 – 383,67 = 2.567,16 kN

Sulla base della caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione si assumono i seguenti valori del modulo elastico (a favore di sicurezza non si considera la presenza del primo strato di terreno per rilevato):

- Strato 1 (Unità G3) → E = 22,30 Mpa = **22.300,00 kN/m²**
- Strato 2 (Unità S1) → E = 21,70 Mpa = **21.700,00 kN/m²**

Il valore medio del modulo elastico lungo lo sviluppo del palo è valutato mediante la seguente media ponderata:

E_m = (11,00 x 22.300,00 + 15,00 x 21.700,00) / (11,00 + 15,00) = 21.953,85 kN/m²

Considerato un coefficiente di Poisson del terreno pari a ν = 0,30, si ottengono i seguenti valori del modulo di rigidezza trasversale:

- **G_m = 8.443,79 kN/m²**
- **G_L = 8.346,15 kN/m²**
- **G_b = 8.346,15 kN/m²**

Di seguito è riportata la valutazione del cedimento massimo verticale in esercizio riferito al singolo palo:

Q	2.567,16	[kN]
L	26,00	[m]
r_0	0,50	[m]
r_b	0,50	[m]
E_p	31.220.185,78	[kN/m ²]
E_m	21.953,85	[kN/m ²]
E_L	21.700,00	[kN/m ²]
E_b	21.700,00	[kN/m ²]
G_m	8.443,79	[kN/m ²]
G_L	8.346,15	[kN/m ²]
G_b	8.346,15	[kN/m ²]
ν	0,30	[-]
r_m	36,83	[m]
ζ	4,30	[-]
η	1,00	[-]
ξ	1,00	[-]
ρ	1,01	[-]
μ	0,0223	[-]
λ	3.740,67	[-]
μL	0,58	[m]
w	8,39	[mm]

Il cedimento calcolato risulta compatibile con la funzionalità in esercizio dell'opera, considerando che l'effetto dei carichi permanenti risulta essere percentualmente molto maggiore rispetto all'effetto dei carichi accidentali (cedimento immediato in fase di realizzazione dell'opera).

8 PALI DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI

8.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO SUI PALI DI FONDAZIONE

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori massimi di calcolo delle azioni sollecitanti valutate in corrispondenza delle molle elastiche mediante le quali sono stati schematizzati i pali di fondazione:

COMBINAZIONE	$N_{Sd,max}$ [kN]	$N_{Sd,min}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTE	2.150,91	793,91	509,70
SLE - FREQUENTE	2.368,82	484,54	582,48
SLE - CARATTERISTICA	2.440,32	413,04	599,51
SLU	3.285,81	-182,81	850,42

Le azioni normali di compressione sono indicate con segno positivo.

8.2 AZIONI SOLLECITANTI SUL SINGOLO PALO CONNESSE ALLA DEFORMABILITÀ ORIZZONTALE DEL TERRENO

Per effetto del taglio e della deformabilità del terreno nell'intorno del palo si generano le azioni sollecitanti definite nel seguito.

Il valore di k_h è stato assunto pari a **15,00 N/cm³**.

Le azioni sollecitanti sui pali sono valutate nel caso di “palo impedito di ruotare in testa soggetto a forze orizzontali”.

Per la valutazione delle azioni sollecitanti sul palo di fondazione per effetto dell'azione tagliante in testa e della deformabilità è stato utilizzato il metodo di Matlock & Reese con k_h variabile con la profondità.

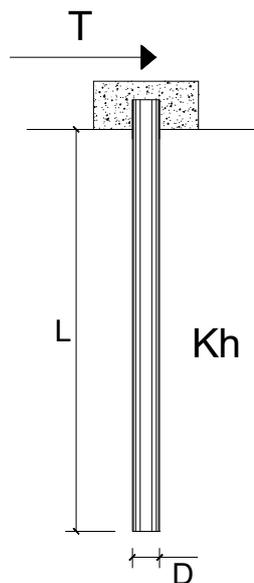
8.2.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA:

DATI DI INPUT:

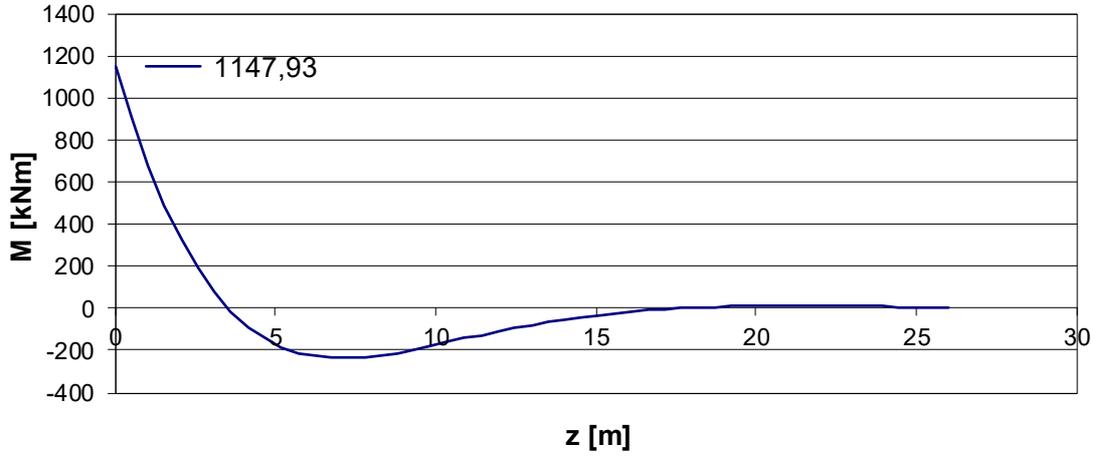
Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	26	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	509,7	(kN)
fck del calcestruzzo:	24,9	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	32,9	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31447	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	450,43	(cm)



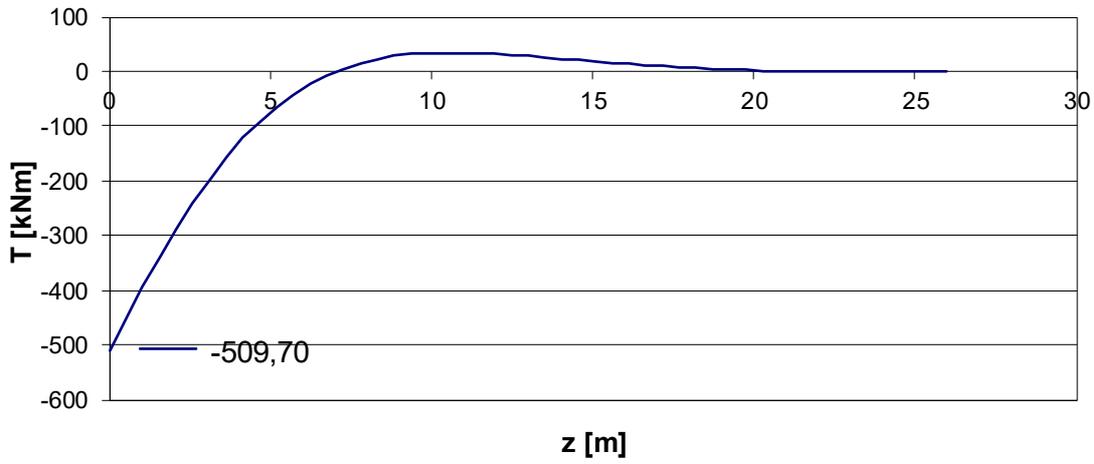
z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,754	11,32	0,00000	1147,928	-509,700
0,52	0,745	11,18	-0,00034	898,151	-451,105
1,04	0,720	10,80	-0,00061	678,540	-393,877
1,56	0,683	10,24	-0,00080	488,093	-339,094
2,08	0,637	9,56	-0,00094	325,320	-287,552
2,60	0,586	8,79	-0,00103	188,379	-239,808
3,12	0,531	7,97	-0,00107	75,199	-196,213
3,64	0,475	7,13	-0,00108	-16,433	-156,946
4,16	0,420	6,29	-0,00106	-88,783	-122,047
4,68	0,365	5,48	-0,00102	-144,107	-91,445
5,20	0,314	4,70	-0,00097	-184,603	-64,981
5,72	0,265	3,98	-0,00090	-212,366	-42,429
6,24	0,220	3,31	-0,00082	-229,361	-23,520
6,76	0,180	2,69	-0,00074	-237,405	-7,950
7,28	0,143	2,14	-0,00066	-238,153	4,598
7,80	0,110	1,66	-0,00059	-233,091	14,450
8,32	0,082	1,23	-0,00051	-223,537	21,928
8,84	0,057	0,86	-0,00043	-210,644	27,343
9,36	0,037	0,55	-0,00037	-195,406	30,992
9,88	0,019	0,29	-0,00030	-178,670	33,153
10,40	0,005	0,08	-0,00025	-161,141	34,081
10,92	-0,006	-0,10	-0,00019	-143,399	34,008
11,44	-0,015	-0,23	-0,00015	-125,909	33,143
11,96	-0,022	-0,33	-0,00011	-109,035	31,669
12,48	-0,027	-0,40	-0,00008	-93,051	29,747
13,00	-0,030	-0,45	-0,00005	-78,152	27,514
13,52	-0,032	-0,48	-0,00002	-64,469	25,089
14,04	-0,033	-0,49	0,00000	-52,076	22,568

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
14,56	-0,032	-0,49	0,00001	-41,002	20,030
15,08	-0,031	-0,47	0,00002	-31,236	17,540
15,60	-0,030	-0,45	0,00003	-22,743	15,147
16,12	-0,028	-0,42	0,00004	-15,460	12,888
16,64	-0,026	-0,39	0,00004	-9,312	10,788
17,16	-0,023	-0,35	0,00005	-4,210	8,865
17,68	-0,021	-0,32	0,00005	-0,060	7,128
18,20	-0,019	-0,28	0,00005	3,236	5,580
18,72	-0,016	-0,24	0,00004	5,775	4,218
19,24	-0,014	-0,21	0,00004	7,654	3,037
19,76	-0,012	-0,18	0,00004	8,963	2,028
20,28	-0,010	-0,15	0,00004	9,790	1,178
20,80	-0,008	-0,12	0,00003	10,214	0,475
21,32	-0,006	-0,10	0,00003	10,308	-0,093
21,84	-0,005	-0,08	0,00003	10,137	-0,543
22,36	-0,004	-0,06	0,00002	9,762	-0,887
22,88	-0,003	-0,04	0,00002	9,231	-1,139
23,40	-0,002	-0,03	0,00002	8,591	-1,311
23,92	-0,001	-0,01	0,00001	7,879	-1,418
24,44	0,000	-0,01	0,00001	7,126	-1,468
24,96	0,000	0,00	0,00001	6,360	-1,473
25,48	0,001	0,01	0,00001	5,600	-1,443
26,00	0,001	0,01	0,00001	4,864	-1,384

M(z)



T(z)



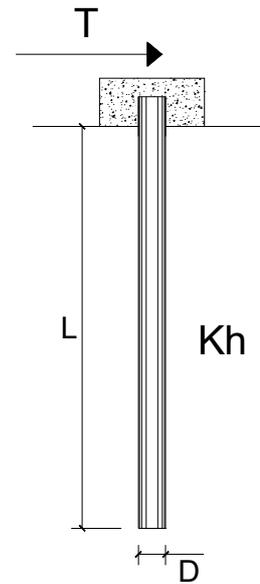
8.2.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA:

DATI DI INPUT:

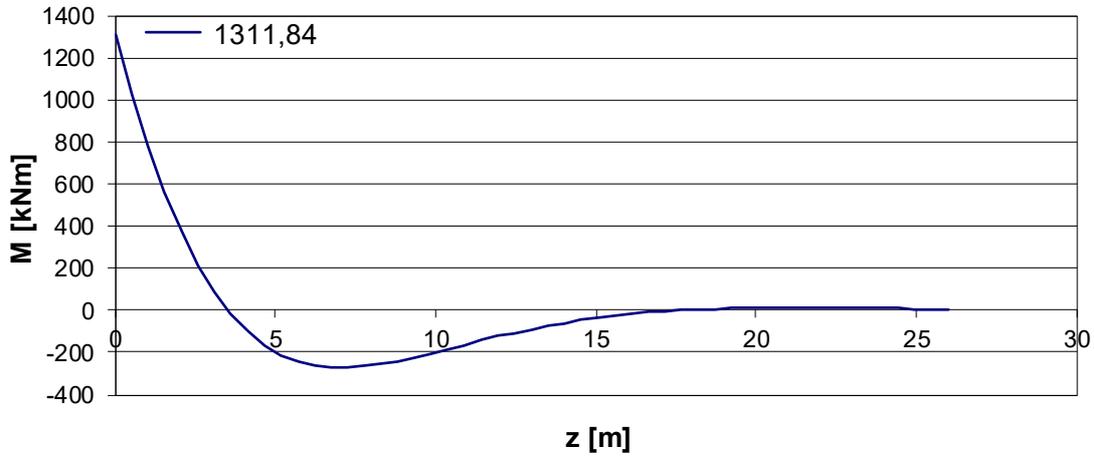
Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	26	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	582,48	(kN)
fck del calcestruzzo:	24,9	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	32,9	(MPa)
Ecls ($E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$):	31447	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4/64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E J / k_h \cdot D)^{1/4}$):	450,43	(cm)



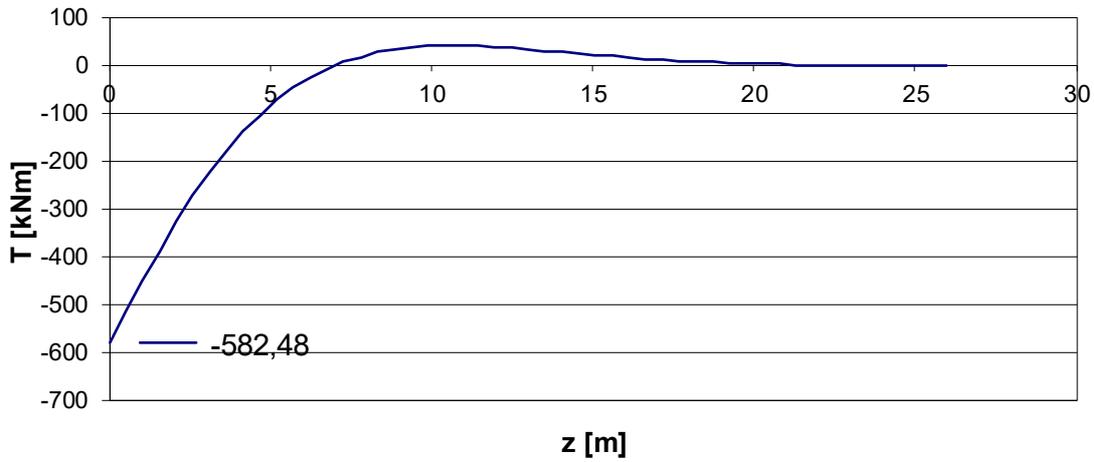
z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,862	12,93	0,00000	1311,841	-582,480
0,52	0,851	12,77	-0,00039	1026,397	-515,518
1,04	0,823	12,34	-0,00070	775,429	-450,118
1,56	0,781	11,71	-0,00092	557,788	-387,513
2,08	0,728	10,93	-0,00107	371,772	-328,612
2,60	0,670	10,05	-0,00117	215,278	-274,051
3,12	0,607	9,11	-0,00122	85,936	-224,230
3,64	0,543	8,15	-0,00123	-18,779	-179,356
4,16	0,480	7,19	-0,00121	-101,460	-139,474
4,68	0,418	6,26	-0,00117	-164,684	-104,503
5,20	0,358	5,38	-0,00110	-210,963	-74,259
5,72	0,303	4,55	-0,00103	-242,689	-48,488
6,24	0,252	3,78	-0,00094	-262,111	-26,878
6,76	0,205	3,08	-0,00085	-271,304	-9,086
7,28	0,163	2,45	-0,00076	-272,159	5,254
7,80	0,126	1,89	-0,00067	-266,374	16,513
8,32	0,094	1,41	-0,00058	-255,455	25,059
8,84	0,066	0,99	-0,00050	-240,721	31,247
9,36	0,042	0,63	-0,00042	-223,308	35,417
9,88	0,022	0,33	-0,00035	-204,182	37,887
10,40	0,006	0,09	-0,00028	-184,150	38,948
10,92	-0,007	-0,11	-0,00022	-163,875	38,864
11,44	-0,018	-0,26	-0,00017	-143,888	37,876
11,96	-0,025	-0,38	-0,00013	-124,604	36,191
12,48	-0,031	-0,46	-0,00009	-106,338	33,994
13,00	-0,034	-0,52	-0,00005	-89,312	31,443
13,52	-0,036	-0,55	-0,00003	-73,675	28,671
14,04	-0,037	-0,56	0,00000	-59,512	25,790

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
14,56	-0,037	-0,55	0,00001	-46,856	22,890
15,08	-0,036	-0,54	0,00003	-35,697	20,045
15,60	-0,034	-0,51	0,00004	-25,990	17,310
16,12	-0,032	-0,48	0,00005	-17,668	14,728
16,64	-0,029	-0,44	0,00005	-10,642	12,328
17,16	-0,027	-0,40	0,00005	-4,811	10,131
17,68	-0,024	-0,36	0,00005	-0,069	8,146
18,20	-0,021	-0,32	0,00005	3,698	6,376
18,72	-0,019	-0,28	0,00005	6,600	4,820
19,24	-0,016	-0,24	0,00005	8,747	3,471
19,76	-0,014	-0,20	0,00005	10,243	2,317
20,28	-0,011	-0,17	0,00004	11,188	1,346
20,80	-0,009	-0,14	0,00004	11,672	0,543
21,32	-0,007	-0,11	0,00003	11,780	-0,107
21,84	-0,006	-0,09	0,00003	11,585	-0,620
22,36	-0,004	-0,06	0,00003	11,155	-1,013
22,88	-0,003	-0,05	0,00002	10,549	-1,301
23,40	-0,002	-0,03	0,00002	9,818	-1,499
23,92	-0,001	-0,02	0,00002	9,004	-1,620
24,44	0,000	-0,01	0,00001	8,144	-1,678
24,96	0,000	0,00	0,00001	7,268	-1,684
25,48	0,001	0,01	0,00001	6,400	-1,649
26,00	0,001	0,02	0,00001	5,559	-1,582

M(z)



T(z)



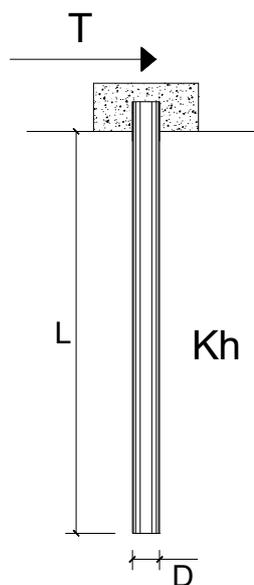
8.2.3 COMBINAZIONE SLE – CARATTERISTICA

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA:

DATI DI INPUT:

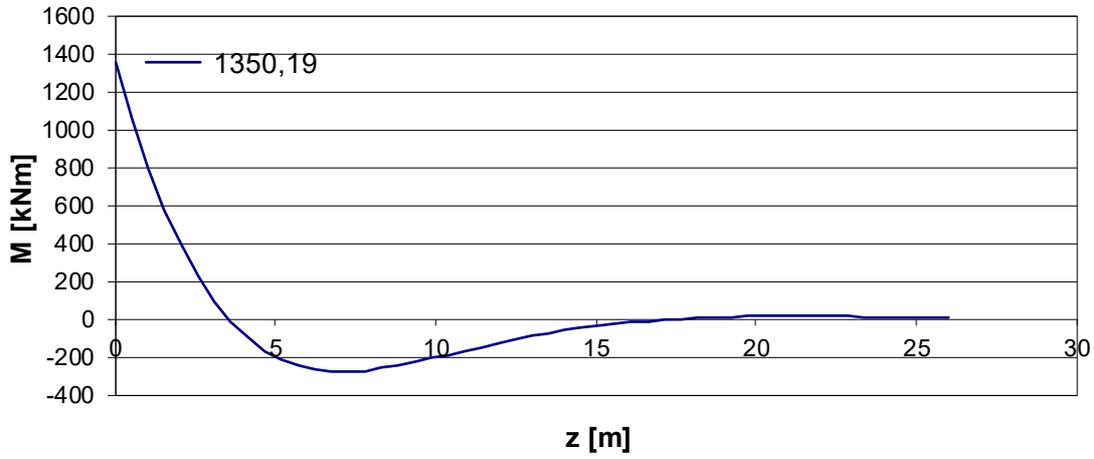
Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	26	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	599,51	(kN)
fck del calcestruzzo:	24,9	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	32,9	(MPa)
Ecls ($E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$):	31447	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4/64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E J / k_h \cdot D)^{1/4}$):	450,43	(cm)



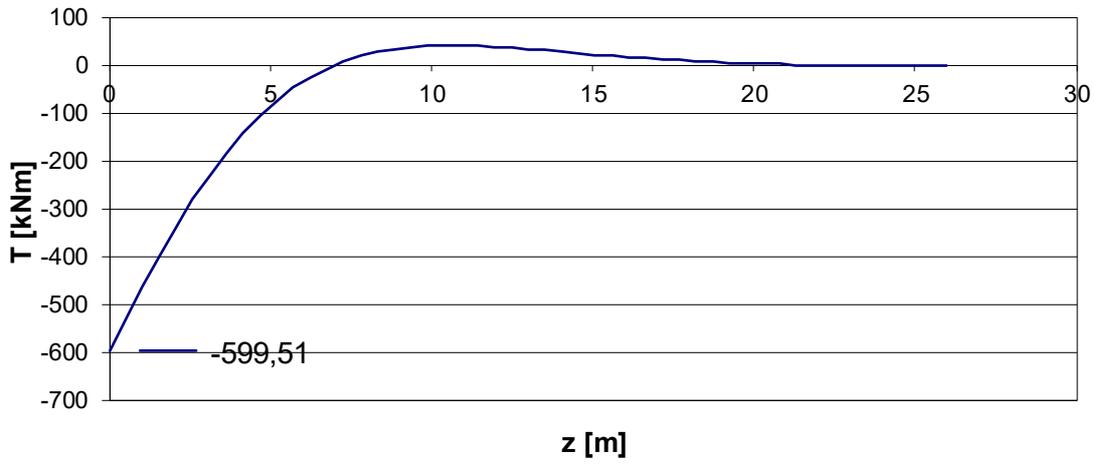
z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,887	13,31	0,00000	1350,195	-599,510
0,52	0,876	13,15	-0,00040	1056,406	-530,590
1,04	0,847	12,70	-0,00072	798,100	-463,279
1,56	0,803	12,05	-0,00095	574,096	-398,843
2,08	0,750	11,25	-0,00111	382,641	-338,220
2,60	0,689	10,34	-0,00121	221,572	-282,063
3,12	0,625	9,38	-0,00126	88,449	-230,786
3,64	0,559	8,39	-0,00127	-19,329	-184,600
4,16	0,494	7,40	-0,00125	-104,426	-143,552
4,68	0,430	6,45	-0,00120	-169,499	-107,558
5,20	0,369	5,53	-0,00114	-217,130	-76,430
5,72	0,312	4,68	-0,00106	-249,785	-49,905
6,24	0,259	3,89	-0,00097	-269,775	-27,664
6,76	0,211	3,17	-0,00088	-279,237	-9,351
7,28	0,168	2,52	-0,00078	-280,116	5,408
7,80	0,130	1,95	-0,00069	-274,162	16,996
8,32	0,096	1,45	-0,00060	-262,924	25,791
8,84	0,068	1,01	-0,00051	-247,759	32,161
9,36	0,043	0,65	-0,00043	-229,837	36,453
9,88	0,023	0,34	-0,00036	-210,152	38,995
10,40	0,006	0,09	-0,00029	-189,534	40,086
10,92	-0,008	-0,11	-0,00023	-168,666	40,001
11,44	-0,018	-0,27	-0,00018	-148,095	38,983
11,96	-0,026	-0,39	-0,00013	-128,247	37,249
12,48	-0,032	-0,47	-0,00009	-109,447	34,988
13,00	-0,035	-0,53	-0,00006	-91,923	32,363
13,52	-0,038	-0,56	-0,00003	-75,829	29,510
14,04	-0,038	-0,57	0,00000	-61,252	26,544

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
14,56	-0,038	-0,57	0,00001	-48,226	23,560
15,08	-0,037	-0,55	0,00003	-36,740	20,631
15,60	-0,035	-0,53	0,00004	-26,750	17,816
16,12	-0,033	-0,49	0,00005	-18,184	15,158
16,64	-0,030	-0,46	0,00005	-10,953	12,689
17,16	-0,028	-0,41	0,00005	-4,952	10,427
17,68	-0,025	-0,37	0,00005	-0,071	8,384
18,20	-0,022	-0,33	0,00005	3,806	6,563
18,72	-0,019	-0,29	0,00005	6,793	4,961
19,24	-0,016	-0,25	0,00005	9,002	3,572
19,76	-0,014	-0,21	0,00005	10,543	2,385
20,28	-0,012	-0,18	0,00004	11,515	1,385
20,80	-0,010	-0,14	0,00004	12,014	0,559
21,32	-0,008	-0,11	0,00003	12,124	-0,110
21,84	-0,006	-0,09	0,00003	11,924	-0,638
22,36	-0,004	-0,07	0,00003	11,482	-1,043
22,88	-0,003	-0,05	0,00002	10,858	-1,339
23,40	-0,002	-0,03	0,00002	10,105	-1,543
23,92	-0,001	-0,02	0,00002	9,267	-1,667
24,44	0,000	-0,01	0,00001	8,382	-1,727
24,96	0,000	0,00	0,00001	7,480	-1,733
25,48	0,001	0,01	0,00001	6,587	-1,697
26,00	0,001	0,02	0,00001	5,721	-1,628

M(z)



T(z)



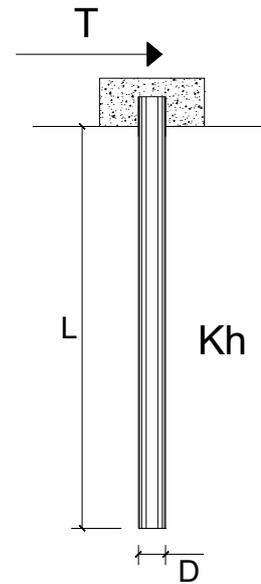
8.2.4 COMBINAZIONE SLU

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA:

DATI DI INPUT:

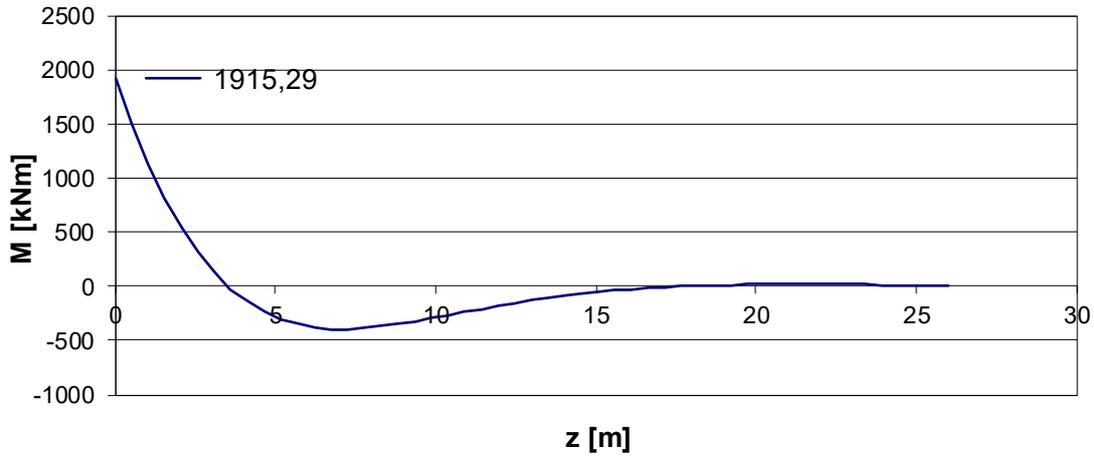
Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	26	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	850,42	(kN)
fck del calcestruzzo:	24,9	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	32,9	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31447	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	450,43	(cm)



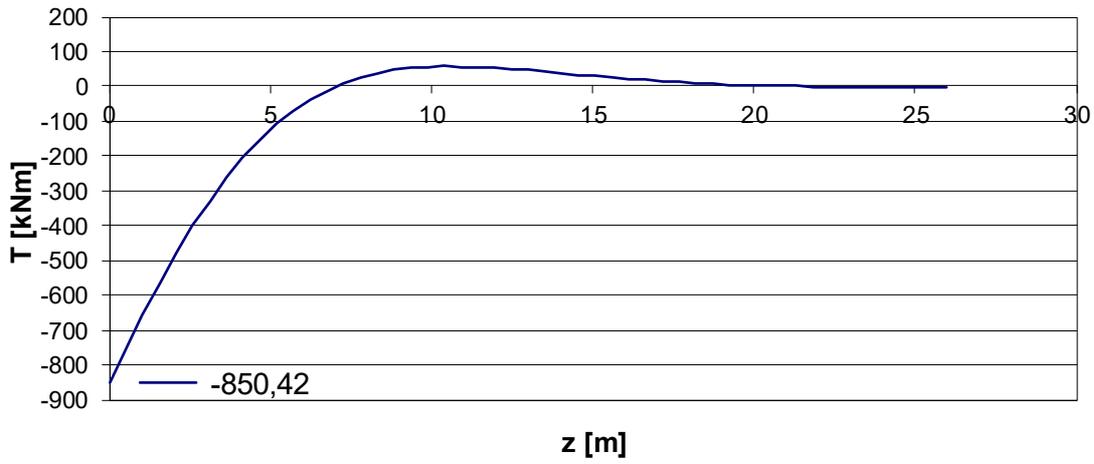
z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	1,259	18,88	0,00000	1915,285	-850,420
0,52	1,243	18,65	-0,00057	1498,539	-752,655
1,04	1,201	18,02	-0,00102	1132,125	-657,172
1,56	1,140	17,09	-0,00134	814,370	-565,768
2,08	1,063	15,95	-0,00157	542,786	-479,773
2,60	0,978	14,67	-0,00171	314,306	-400,114
3,12	0,887	13,30	-0,00179	125,467	-327,376
3,64	0,793	11,90	-0,00180	-27,418	-261,859
4,16	0,700	10,50	-0,00177	-148,131	-203,632
4,68	0,610	9,14	-0,00170	-240,439	-152,574
5,20	0,523	7,85	-0,00161	-308,005	-108,418
5,72	0,442	6,64	-0,00150	-354,326	-70,792
6,24	0,368	5,51	-0,00137	-382,682	-39,242
6,76	0,300	4,49	-0,00124	-396,104	-13,265
7,28	0,238	3,58	-0,00111	-397,352	7,672
7,80	0,184	2,76	-0,00098	-388,905	24,109
8,32	0,137	2,05	-0,00085	-372,965	36,585
8,84	0,096	1,44	-0,00073	-351,453	45,621
9,36	0,061	0,92	-0,00061	-326,030	51,709
9,88	0,032	0,48	-0,00051	-298,105	55,315
10,40	0,008	0,13	-0,00041	-268,859	56,863
10,92	-0,011	-0,16	-0,00033	-239,257	56,742
11,44	-0,026	-0,38	-0,00025	-210,076	55,298
11,96	-0,037	-0,55	-0,00018	-181,922	52,839
12,48	-0,045	-0,67	-0,00013	-155,253	49,632
13,00	-0,050	-0,75	-0,00008	-130,395	45,907
13,52	-0,053	-0,80	-0,00004	-107,565	41,860
14,04	-0,054	-0,82	-0,00001	-86,888	37,654

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
14,56	-0,054	-0,81	0,00002	-68,410	33,420
15,08	-0,052	-0,79	0,00004	-52,117	29,265
15,60	-0,050	-0,75	0,00006	-37,946	25,273
16,12	-0,047	-0,70	0,00007	-25,795	21,503
16,64	-0,043	-0,65	0,00007	-15,537	17,999
17,16	-0,039	-0,59	0,00008	-7,024	14,791
17,68	-0,035	-0,53	0,00008	-0,100	11,893
18,20	-0,031	-0,47	0,00008	5,399	9,309
18,72	-0,027	-0,41	0,00007	9,636	7,038
19,24	-0,023	-0,35	0,00007	12,770	5,067
19,76	-0,020	-0,30	0,00007	14,955	3,383
20,28	-0,017	-0,25	0,00006	16,335	1,965
20,80	-0,014	-0,20	0,00005	17,042	0,793
21,32	-0,011	-0,16	0,00005	17,198	-0,156
21,84	-0,008	-0,13	0,00004	16,914	-0,906
22,36	-0,006	-0,09	0,00004	16,287	-1,479
22,88	-0,004	-0,07	0,00003	15,402	-1,900
23,40	-0,003	-0,04	0,00003	14,334	-2,188
23,92	-0,002	-0,02	0,00002	13,146	-2,365
24,44	-0,001	-0,01	0,00002	11,890	-2,450
24,96	0,000	0,00	0,00001	10,611	-2,458
25,48	0,001	0,01	0,00001	9,344	-2,407
26,00	0,002	0,02	0,00001	8,116	-2,309

M(z)



T(z)



8.3 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è circolare con diametro pari a **100 cm**.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- **52Ø26** disposti a raggiera (gabbia superiore → **26Ø26 esterni L=12,0 m + 26Ø26 interni L=5,0 m**)
- **8Ø20** disposti a raggiera (gabbie inferiori)

Secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 - §7.2.5, l'armatura a taglio è costituita da una spirale così definita:

- **Ø12/15** (gabbia superiore)
- **Ø8/15** (gabbie inferiori)

Il copriferro netto minimo è assunto pari a **60 mm**.

8.4 VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DI CUI AL §7.5.2 DEL D.M. 17.01.2018

8.4.1 GABBIA SUPERIORE (ZONA DISSIPATIVA)

VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DI CUI AL §7.5.2 DEL D.M. 17.01.2018

A. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Lunghezza del palo di fondazione	L	26,00	[m]
Diametro del palo	d	1,00	[m]
Area della sezione trasversale del palo	A _p	0,79	[m ²]

B. CARATTERISTICHE DI ARMATURA DEI PALI DI FONDAZIONE

Numero di barre di armatura longitudinali	n _b	52	[-]
Diametro della singola barra di armatura longitudinale	Ø _b	26	[mm]
Area della singola barra di armatura longitudinale	A _b	531,00	[mm ²]
Area totale delle armature longitudinali	A _s	27.612,00	[mm ²]
Diametro della specifica armatura a taglio	Ø _{st}	12	[mm]
Passo della specifica armatura a taglio	p _{st}	15,00	[cm]
Area della singola barra di armatura a taglio	A _{b,st}	113,00	[mm ²]
Area totale della specifica armatura a taglio	A _{st}	1.506,67	[mm ² /m]
Copriferro netto minimo	c	60,00	[mm]

C. VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DI ARMATURA - D.M. 17.01.2018 - §7.2.5

C.1 LIMITAZIONE DELLA PERCENTUALE MINIMA DI ARMATURA LUNGO L'INTERA LUNGHEZZA DEL PALO

$$A_s / A_b = 3,52\% > 0,30\% \rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$$

C.2 LIMITAZIONE DELLA PERCENTUALE MINIMA DI ARMATURA LONGITUDINALE NELLE ZONE DISSIPATIVE

$$A_s / A_b = 3,52\% > 1,00\% \rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$$

C.3 LIMITAZIONI GENERALI DELL'ARMATURA A TAGLIO

$$\text{Ø}_{st} = 12 \text{ [mm]} > \text{Ø}_{st,min} = 8 \text{ [mm]}$$

↓
VERIFICA POSITIVA

$$p_{st} = 15,00 \text{ [cm]} < 8 \cdot \text{Ø}_b = 20,80 \text{ [cm]}$$

↓
VERIFICA POSITIVA

C.4 LIMITAZIONI DELL'ARMATURA A TAGLIO IN CORRISPONDENZA DELLE ZONE DISSIPATIVE

$$p_{st} = 15,00 \text{ [cm]} < 6 \cdot \text{Ø}_b = 15,60 \text{ [cm]}$$

↓
VERIFICA POSITIVA

8.4.2 GABBIA INFERIORE (ZONA NON DISSIPATIVA)

VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DI CUI AL §7.5.2 DEL D.M. 17.01.2018

A. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Lunghezza del palo di fondazione	L	26,00	[m]
Diametro del palo	d	1,00	[m]
Area della sezione trasversale del palo	A_p	0,79	[m ²]

B. CARATTERISTICHE DI ARMATURA DEI PALI DI FONDAZIONE

Numero di barre di armatura longitudinali	n_b	8	[-]
Diametro della singola barra di armatura longitudinale	\varnothing_b	20	[mm]
Area della singola barra di armatura longitudinale	A_b	314,00	[mm ²]
Area totale delle armature longitudinali	A_s	2.512,00	[mm ²]
Diametro della specifica armatura a taglio	\varnothing_{st}	8	[mm]
Passo della specifica armatura a taglio	p_{st}	15,00	[cm]
Area della singola barra di armatura a taglio	$A_{b,st}$	50,00	[mm ²]
Area totale della specifica armatura a taglio	A_{st}	666,67	[mm ² /m]
Copriferro netto minimo	c	60,00	[mm]

C. VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DI ARMATURA - D.M. 17.01.2018 - §7.2.5

C.1 LIMITAZIONE DELLA PERCENTUALE MINIMA DI ARMATURA LUNGO L'INTERA LUNGHEZZA DEL PALO

$$A_s / A_b = 0,32\% > 0,30\% \rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$$

C.3 LIMITAZIONI GENERALI DELL'ARMATURA A TAGLIO

$$\varnothing_{st} = 8 \text{ [mm]} = \varnothing_{st,min} = 8 \text{ [mm]}$$

↓
VERIFICA POSITIVA

$$p_{st} = 15,00 \text{ [cm]} < 8 \cdot \varnothing_b = 16,00 \text{ [cm]}$$

↓
VERIFICA POSITIVA

8.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

8.5.1 COMBINAZIONE SLE - QUASI PERMANENTE - N_{MAX}

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 2.150,91$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.147,93$ kNm.

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

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 52
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : 0 2150,1 kN
 M_{xEd} : 0 1147,93 kNm
 M_{yEd} : 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14,17 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6
 τ_{c1} : 1,829

σ_c : -9,799 N/mm²
 σ_s : 100,3 N/mm²

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 3

ϵ_s : 0,5015 ‰
 d: 91,5 cm
 x: 54,39 x/d: 0,5944
 δ : 1

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 9,79 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 100,30 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.5.2 COMBINAZIONE SLE - QUASI PERMANENTE – N_{MIN}

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 793,91$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.147,93$ kNm.

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

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 52
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 793,91 kN
 M_{xEd} 0 1147,93 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -9,178 N/mm²
 σ_s 147,1 N/mm²

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 9,17 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 147,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.5.3 COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE - N_{MAX}

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 2.368,82$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.311,84$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno 50 [cm], Raggio interno 0 [cm], N° barre uguali 52, Diametro barre 2,6 [cm], Copriferro (baric.) 8,5 [cm].
- Sollecitazioni:** Metodo n, $N_{Ed} = 2368,82$ kN, $M_{xEd} = 1311,84$ kNm, $M_{yEd} = 0$.
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties include $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 14,17$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{c,adm} = 9,75$ N/mm², $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$.
- Calcolo:** $\sigma_c = -11,16$ N/mm², $\sigma_s = 117,5$ N/mm², $\epsilon_s = 0,5873$ ‰, $d = 91,5$ cm, $x = 53,77$, $x/d = 0,5877$, $\delta = 1$.
- Verifica:** Vertici: 52, N° iterazioni: 3, Precompresso: .

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 11,16 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 117,50 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.5.4 COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE – N_{MIN}

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 484,54$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.311,84$ kNm.

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

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 52
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : 0 484,54 kN
 M_{xEd} : 0 1311,84 kNm
 M_{yEd} : 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14,17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6
 τ_{c1} : 1,829

σ_c : -10,27 N/mm²
 σ_s : 183,8 N/mm²

Vertici: 52 Verifica
 N° iterazioni: 3

ϵ_s : 0,919 ‰
 d: 91,5 cm
 x: 41,72 x/d: 0,4559
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 10,27 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 183,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.5.5 COMBINAZIONE SLE - CARATTERISTICA - N_{MAX}

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 2.440,32$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.350,19$ kNm.

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

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 50 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 52

Diametro barre 2,6 [cm]

Copriferro (baric.) 8,5 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 2440,32 kN

M_{xEd} 0 1350,19 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8

ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6

τ_{c1} 1,829

σ_c -11,49 N/mm²

σ_s 120,8 N/mm²

Vertici: 52

Verifica

ϵ_s 0,6041 ‰

d 91,5 cm

x 53,79 x/d 0,5878

δ 1

N° iterazioni: 3

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 11,49 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 120,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.5.6 COMBINAZIONE SLE - CARATTERISTICA - N_{MIN}

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 413,04$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.350,19$ kNm.

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

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 52
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : 0 N_{Sd} : 413,04 kN
 M_{xEd} : 0 M_{yEd} : 0 M_{Sd} : 1350,19 kNm
 M_{yEd} : 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14,17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6
 τ_{c1} : 1,829

σ_c : -10,52 N/mm²
 σ_s : 192,4 N/mm²

Vertici: 52 Verifica
 N° iterazioni: 3

ϵ_s : 0,962 ‰
 d: 91,5 cm
 x: 41,23 x/d: 0,4506
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 10,52 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 192,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

8.6.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE - N_{MAX}

Dati	<u>Verifica fessurazione sezione circolare</u> <u>CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6</u>	
σ_s	100,30 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R _{ck}	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	52	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1000 mm	Diametro
k_t	0,4	$k_t=0,6; 0,4$ carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0,5; 1,0$ caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0,8; 1,6$ barre aderenza migliorata/lisce
w	0,20 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f _{ck}	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	100 mm	Interasse ferri longitudinali
A _φ	531 mm ²	Area barra longitudinale
E _s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f _{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E _{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,68	Rapporto E _s /E _{cm}
f _{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0,0363	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0,000311	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0,000287	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0,000311	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	370,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w _d	✓ 0,115 mm	Valore di calcolo apertura fessure

8.6.2 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE – N_{MIN}

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
σ_s	147,10 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
Rck	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	52	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1000 mm	Diametro
k_t	0,4	$k_t=0,6; 0,4$ carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0,5; 1,0$ caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0,8; 1,6$ barre aderenza migliorata/lisce
w	0,20 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
fck	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	100 mm	Interasse ferri longitudinali
A_ϕ	531 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f_{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,68	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0,0363	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0,000534	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0,000420	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0,000534	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	370,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,198 mm	Valore di calcolo apertura fessure

8.6.3 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE - N_{MAX}

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
σ_s	117,50 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
Rck	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	52	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1000 mm	Diametro
k_t	0,4	$k_t=0,6; 0,4$ carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0,5; 1,0$ caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0,8; 1,6$ barre aderenza migliorata/lisce
w	0,30 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
fck	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	100 mm	Interasse ferri longitudinali
A_ϕ	531 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f_{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,68	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0,0363	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0,000393	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0,000336	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0,000393	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	370,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,146 mm	Valore di calcolo apertura fessure

8.6.4 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE - N_{MIN}

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
σ_s	183,80 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
Rck	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	52	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1000 mm	Diametro
k_t	0,4	$k_t=0,6; 0,4$ carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0,5; 1,0$ caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0,8; 1,6$ barre aderenza migliorata/lisce
w	0,30 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
fck	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	100 mm	Interasse ferri longitudinali
A_ϕ	531 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f_{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,68	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0,0363	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0,000708	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0,000525	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0,000708	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	370,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,263 mm	Valore di calcolo apertura fessure

8.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

8.7.1 CONDIZIONE STATICA SLU - N_{MAX}

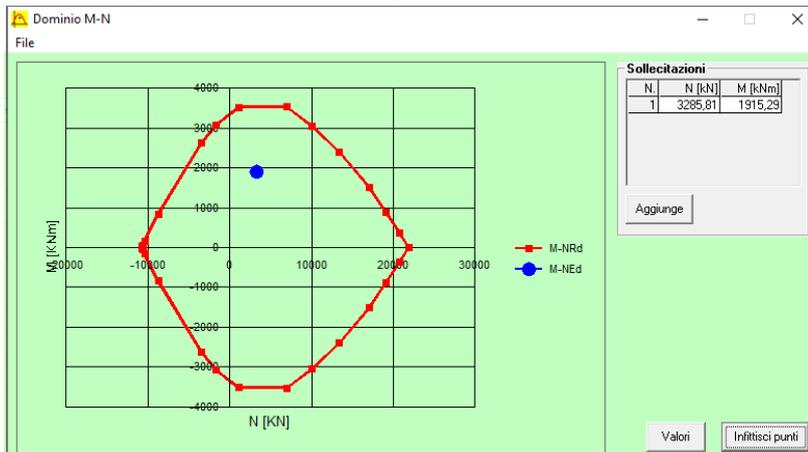
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 3.285,81$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.915,29$ kNm.

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 3.691,00 \text{ kNm} > M_{Sd} = 1.915,29 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.7.2 CONDIZIONE STATICA SLU- N_{MIN}

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = -182,81$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.915,29$ kNm.

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

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 52
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -182,81 kN
 M_{Ed}: 1915,29 kNm
 M_{xEd}: 0
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

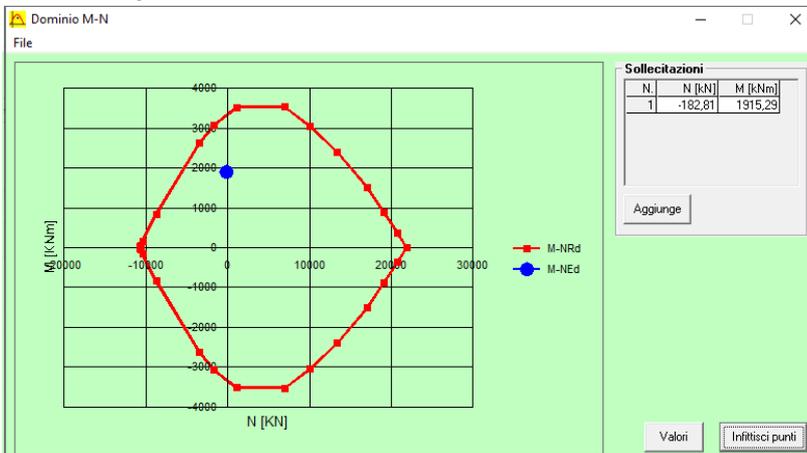
M_{xRd}: 3.355 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 5,749 ‰
 d: 91,5 cm
 x: 34,62 x/d: 0,3784
 δ: 0,913

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 3.355,00$ kNm > $M_{Sd} = 1.915,29$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 850,42$ kN.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

La verifica viene condotta su una sezione quadrata equivalente di lato pari a **88,62 cm** (equivalenza d'area).

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	88,62	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	88,62	[cm]
Copriferro netto:	c	6,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	82,62	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	850,42	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	21,80	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	2,50	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	15,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	15,07	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

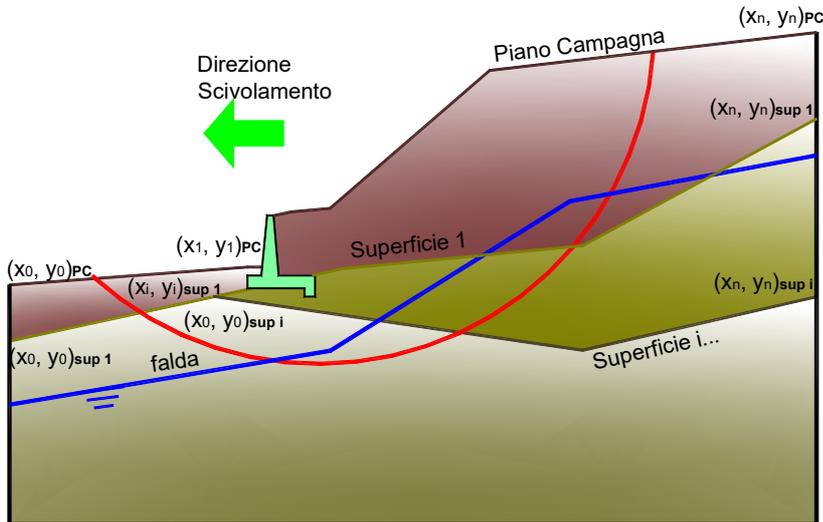
$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	88,62	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	1096,05	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1603,01	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	1.096,05	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,29	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

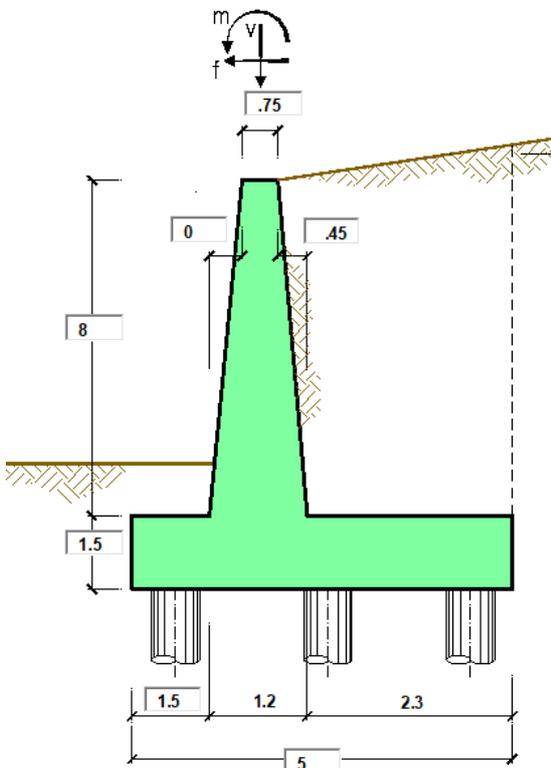
9 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Per la verifica di stabilità si adotta il metodo di Bishop che si basa sul metodo delle strisce. La soluzione è ricercata per via iterativa fissando un primo valore di tentativo per il coefficiente di sicurezza. Per il calcolo si adotta un foglio excel.



9.1 DATI GENERALI

Si considera la sezione di muro di altezza massima, riportata nella figura seguente:



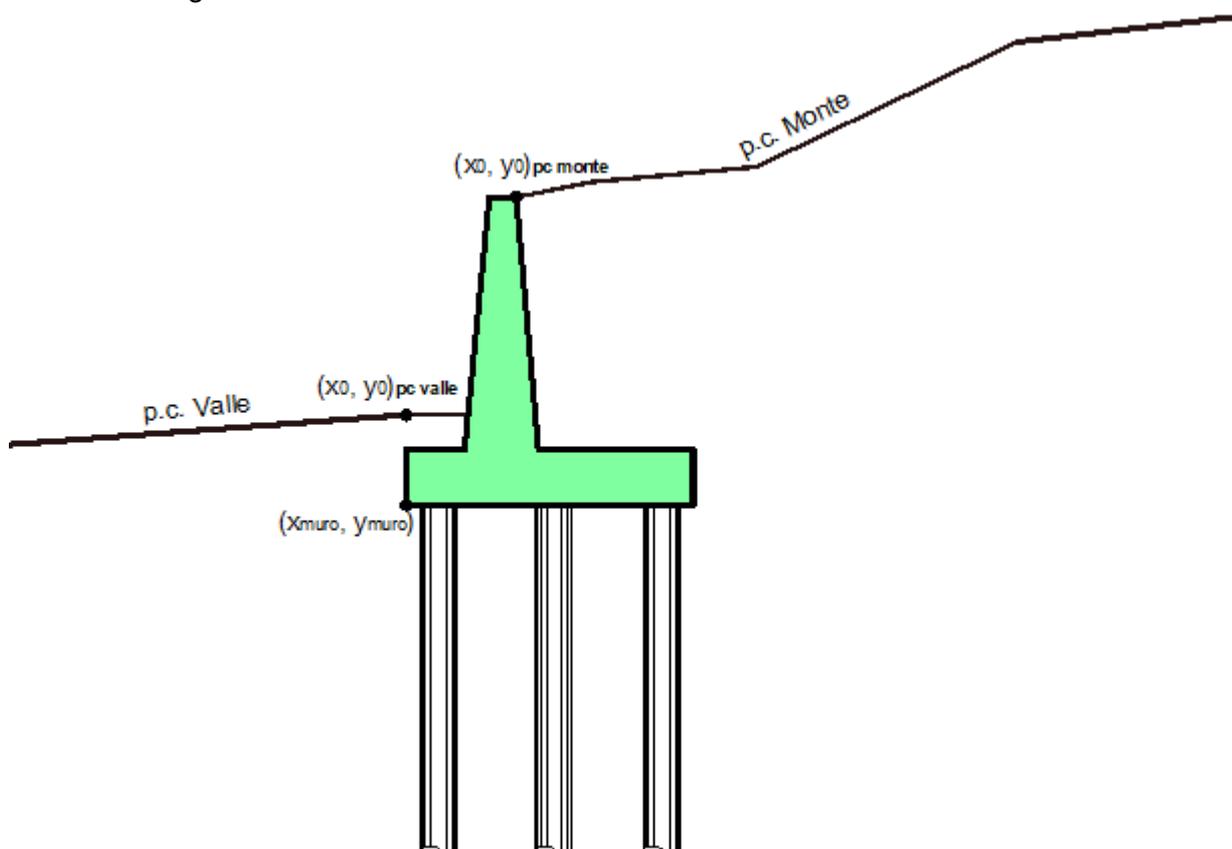
CARICHI	A2+M2+R2 GEO	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0.8	1.3
VARIABILI	0	1.3

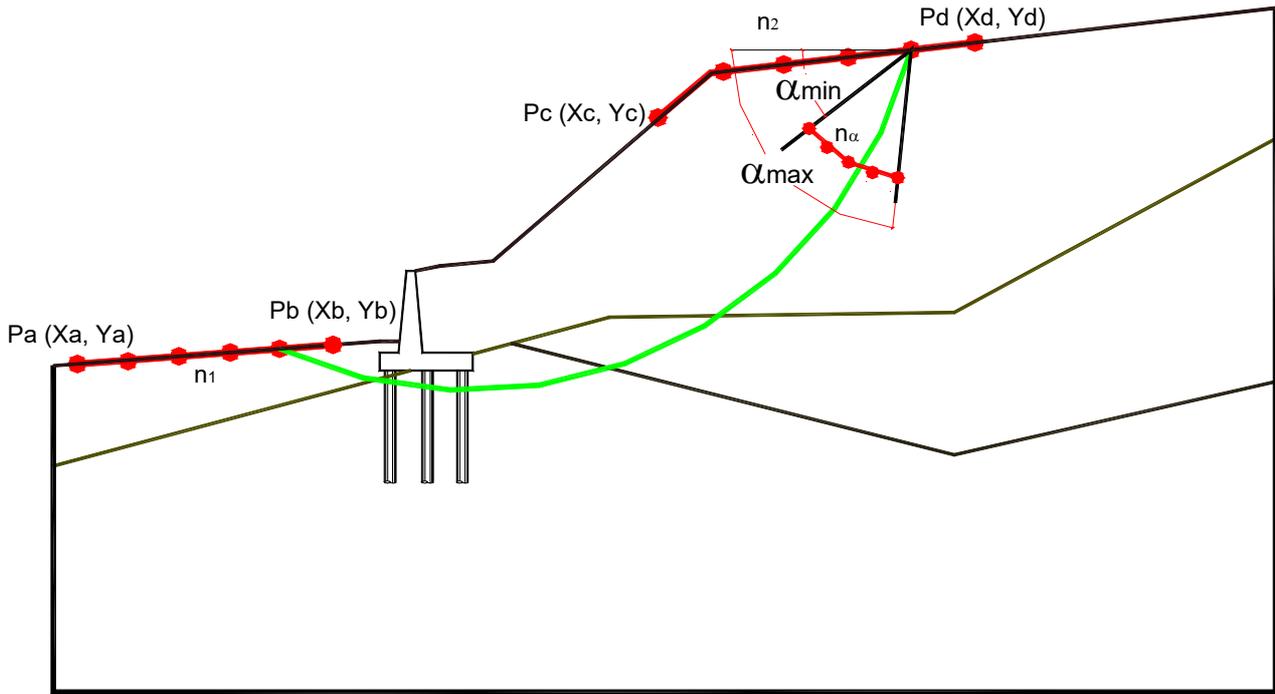
PARAMETRO	M2
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1.25
COESIONE DRENATA	1.25
COESIONE NON DRENATA	1.4
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

Caratterizzazione geotecnica:

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
materiale 1	20	29.3	0
materiale 2	19	27.5	10

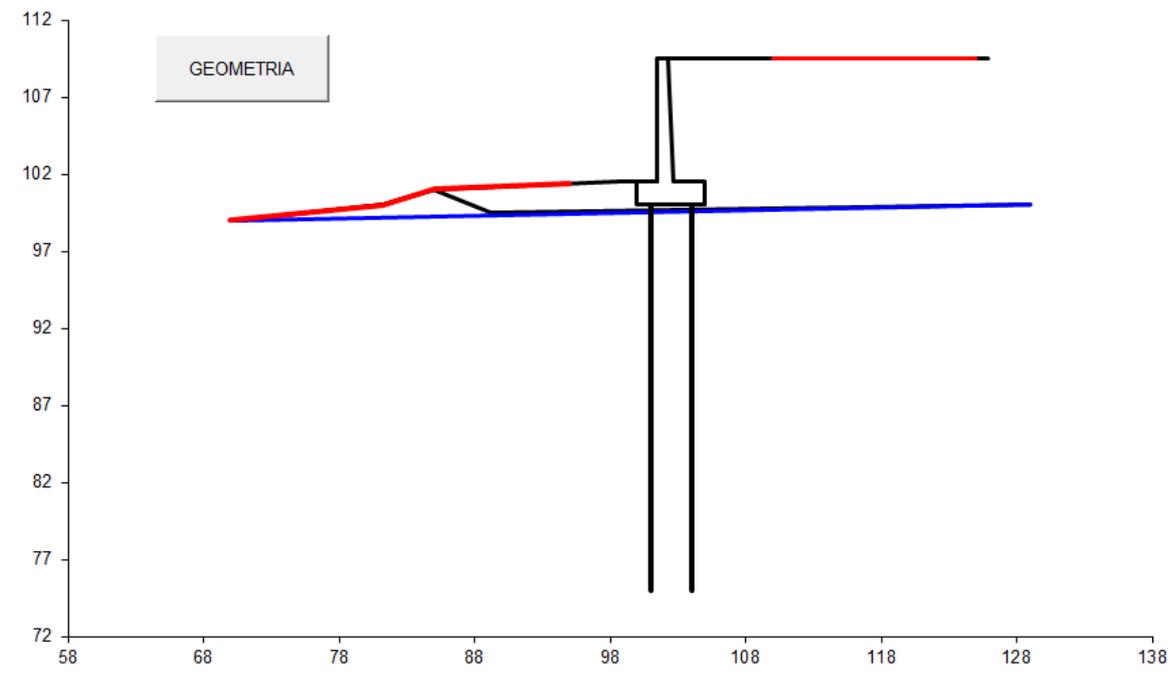
Geometria degli strati:





Con le notazioni in figura si pongono:

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.500	0	102.250	109.500	0	89.230	99.500	0	70.000	99.000
1	98.550	101.500	1	109.000	109.500	1	129.000	100.000	1	129.000	100.000
2	85.000	101.000	2	125.900	109.500	2			2		
3	81.250	100.000	3			3			3		
4	70.000	99.000	4			4			4		



9.2 CASO STATICO

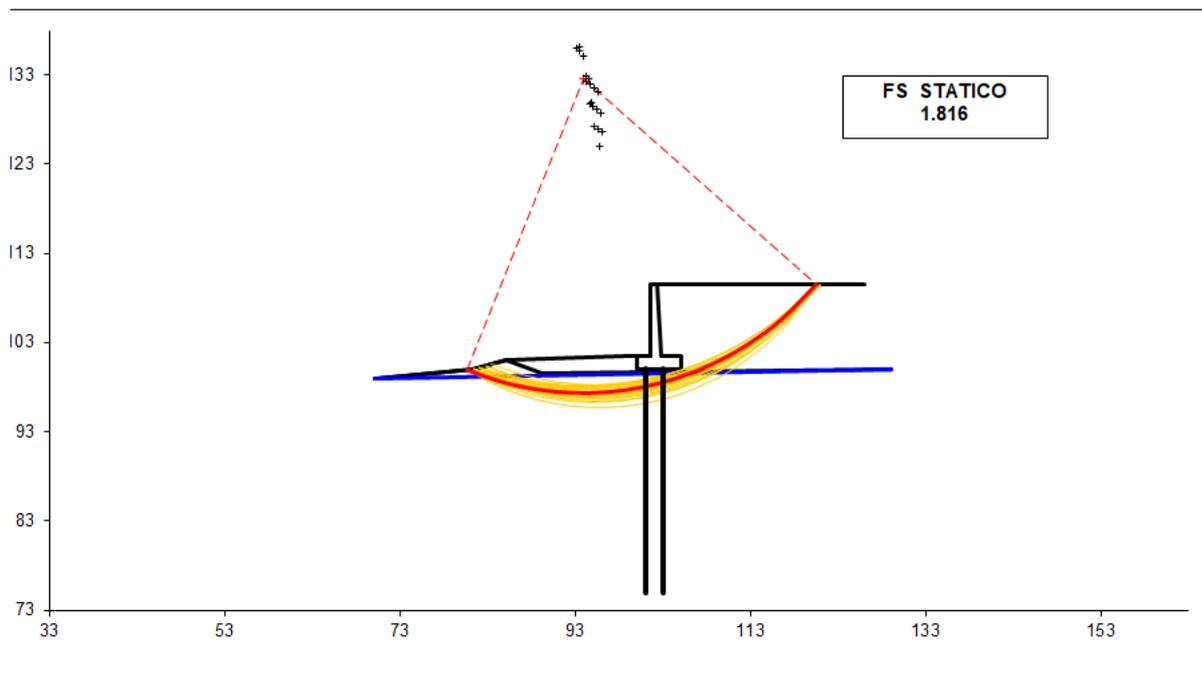
Sovraccarichi

	<input type="checkbox"/>	X _{in}	Q _{in}	X _{fin}	Q _{fin}	% sisma
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	101	26	109	26	0%
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>					

#strisce
30

Superfici Calcolate
1379

FS Bishop
STATICO 1.816



9.3 CASO SISMICO

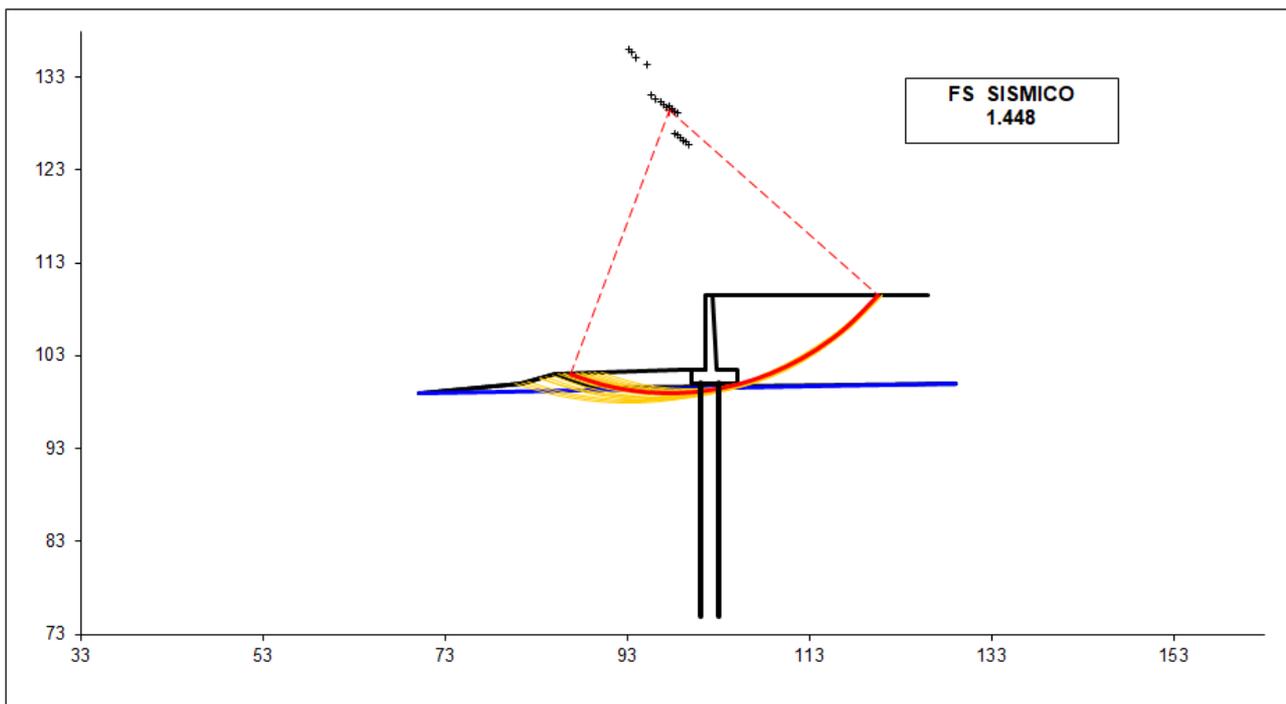
Sovraccarichi

		X _{in}	Q _{in}	X _{fin}	Q _{fin}	% sisma
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	101	10	109	10	100%
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>					

#strisce
30

Superfici Calcolate
1379

FS Bishop
SISMICO 1.448



10.1 ALLEGATO 1 VALIDAZIONE RC-SEC



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 14-01-2008 paragrafo 10.2.

Le fasi di progettazione e sviluppo dei software **GeoStru** sono sottoposti al controllo gestione di qualità aziendale ISO (*International Organization for Standardization*) 9001:2000 certificato da CVI ITALIA srl - **Certificato nr. 7007 1 04**.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo.

I software **GeoStru** sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.

Bianco 15/09/2010



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

RC-SEC

Versione: 2011.4 Rev. 217

Validazione del codice di calcolo



PREMESSA

Nell'ambito delle verifiche di affidabilità previste per i codici di calcolo (punto 10.2 DM 14 Gennaio 2008) è richiesta la presente documentazione del produttore che illustri:

1. campi di impiego
2. basi teoriche ed algoritmi impiegati
3. casi di prova risolti e commentati con i relativi files di input.

1 CAMPI DI IMPIEGO

Il programma può essere utilizzato per la verifica ed il semiprogetto delle armature delle sezioni in c.a. ordinario agli stati limite ultimi e di esercizio secondo le nuove norme di cui al DM 14.01.2008 nonché secondo l'ultima versione dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1-2005). Sono presi in considerazione sia sollecitazioni rette che deviate (presso-tenso flessione deviata con la presenza contemporanea delle due componenti del taglio). E' altresì possibile eseguire le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili secondo il DM 14.02.1992. Per singoli elementi strutturali (travi o pilastri) è previsto il calcolo delle frecce in esercizio tenendo conto della fessurazione e della viscosità.

Per la verifica di pilastri rettangolari snelli è implementato il metodo della colonna modello.

2 BASI TEORICHE ED ALGORITMI IMPIEGATI

Sono illustrati in dettaglio nel manuale d'uso del programma in riferimento ai singoli problemi trattati. Vengono comunque di seguito illustrate particolari caratteristiche conseguenti alle novità introdotte dal DM 14.01.2008 d'ora in poi denominato NTC.

Come legame costitutivo del calcestruzzo il programma impiega sempre il diagramma parabola-rettangolo prevedendo valori differenti delle deformazioni unitarie caratteristiche (ϵ_{c2} , ϵ_{cu}) a seconda se la classe di resistenza è superiore o inferiore alla C50/60 (Punto 4.1.2.1.2.2 NTC). Il tratto curvilineo del diagramma è definito dall'espressione:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (1)$$

Nelle NTC l'esponente n vale sempre 2 (parabola). Nell'Eurocodice2 $n=2$ fino alla classe C50/60 mentre per classi superiori il tratto curvilineo diventa una curva esponenziale avente sempre la formulazione (1) ma con $n = 1,4 + 23,4 [(90-f_{ck}/10)/100]4$ (f_{ck} in daN/cm²), formulazione prevista in programma se si è selezionata l'opzione di calcolo EC2).

Il tratto orizzontale del diagramma vale:

$$\sigma_c = f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad \text{con } \alpha_{cc} = 0,85 \text{ e } \gamma_c = 1,5 \text{ (nel DM96 era } \gamma_c = 1,6).$$

Altra importante novità è costituita dal fatto che in Italia l'acciaio per cemento armato ordinario dovrà essere costituito in pratica dal solo tipo C450 caratterizzato da:

- resistenza a trazione caratteristica $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$



- resistenza a snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- allungamento unitario per carico massimo $\epsilon_{uk} \geq 0,075$.

Sia per le NTC che per l'EC2 è possibile assumere come diagramma sforzi deformazioni:

- un diagramma bilineare con incrudimento e deformazione unitaria di calcolo ultima pari a $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$. L'incrudimento (pendenza del tratto plastico del diagramma) è definito dal rapporto $k = (f_t/f_y)_k$ che deve essere compreso tra 1,15 e 1,35. Poiché all'aumentare di questo rapporto corrisponde un aumento delle caratteristiche di resistenza ultime della sezione riteniamo che, prudenzialmente, nei calcoli di progetto vada utilizzato il valore minimo di 1,15; come conseguenza il valore massimo della tensione ultima dell'acciaio da assumere in corrispondenza della deformazione ultima di calcolo ϵ_{ud} vale $1,15 \cdot f_{yd}$ essendo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ il valore della tensione di snervamento di calcolo ($\gamma_s = 1,15$ sia per NTC che per EC2).
- Un diagramma bilineare con tratto plastico orizzontale ($f_s = f_{yd}$) senza limite di deformazione

Il programma consente l'adozione di entrambi i diagrammi ma, per quello elastico-perfettamente plastico indefinito, richiede comunque la definizione dei valori della deformazione ultima e di calcolo dell'acciaio; incrementando tali deformazioni rispetto a quelle prima definite per l'acciaio incrudito non si riscontrano apprezzabili differenze nei risultati.

La verifica a taglio viene eseguita col nuovo metodo proposto dalle NTC (e da EC2) che impiega la schematizzazione del traliccio con inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo (rispetto all'asse della trave) variabile tra i seguenti limiti:

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

Il programma calcola (in semiprogetto o verifica) le resistenze a taglio lato compressione e trazione considerando l'angolo α di inclinazione trasversale delle staffe (rispetto all'asse della trave) sempre pari a 90° . In semiprogetto si parte assumendo per θ il suo minimo valore ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$) che soddisfa la relazione di resistenza a taglio compressione (ponendo $V_{Rcd} = V_{Ed}$); ottenuto così θ , dalla relazione di resistenza lato trazione si ricava l'area delle staffe.

Si fa notare che le armature longitudinali della trave, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate (regola della traslazione) di una misura pari a: $0,9 \cdot d \cdot \text{ctg } \theta / 2$ (al massimo uguale a $1,125 \cdot d$ per $\text{ctg } \theta = 2,5$).

Si noti che, a differenza di quanto previsto nel DM96, il valore di f_{cd} impiegato nel calcolo delle resistenze al taglio è uguale al valore massimo del tratto plastico del diagramma di progetto tensioni-deformazioni del conglomerato impiegato per la verifica per tensioni normali (nel DM96 era maggiore valendo $f_{cd} = f_{ck}/1,6 > 0,85 f_{ck}/1,5$).

Nel caso di contemporanea presenza di torsione e taglio l'angolo θ delle bielle compresse deve assumere un unico valore per entrambe le sollecitazioni e, pertanto, il programma prevede l'assegnazione preventiva di θ per torsione nelle 'opzioni armature e di calcolo' (nel menu Opzioni).

3 CASI DI PROVA

Gli esempi che seguono sono tutti presenti nella cartella "ESEMPI" della directory di installazione del programma. Essi verranno illustrati sia in relazione alla modalità di immissione dei dati, sia confrontando i risultati ottenuti sulla base degli algoritmi assunti nel calcolo con quelli riportati da altri autori e/o programmi.

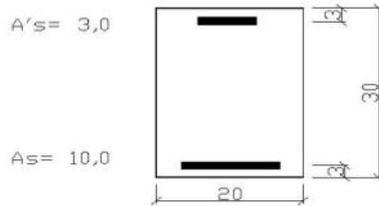
Le stampe complete di input ed output relative a tutti gli esempi sono naturalmente riproducibili caricando detti files di esempio e mandando in esecuzione il programma.



I primi esempi sono quasi tutti tratti dal volume “Progettazione di strutture in calcestruzzo armato” realizzato per AICAP da Pubblicità s.r.l. in quanto è uno dei pochi testi aggiornato alle NTC ed all’ultima versione dell’Eurocodice 2.

3.1 ESEMPIO 1

Si fa riferimento alla sezione rettangolare 20x30 in figura di cui al punto 7.3.2.1 del citato volume. Si cerca il momento resistente ultimo M_{Rd} per $N_{Rd}=0$ (flessione semplice) avendo assunto un conglomerato con $f_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$ ($f_{cd} = 300 \cdot 0,85/1,5 = 170 \text{ daN/cm}^2$) ed armature con $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$ ($f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$). Per prima cosa occorre accertarsi che nell’*archivio materiali* siano presenti i dati relativi al conglomerato ed all’acciaio indicati. In particolare per l’acciaio B450C ponendo $f_{td} = 3910$ si



assume orizzontale (come nel volume) il pianerottolo plastico del diagramma sforzi deformazioni. Per ottenere le esatte aree di acciaio indicate si prevedono opportuni diametri delle barre (non esistenti in commercio). Si assegna inoltre allo sforzo normale il valore 0 (flessione semplice) mentre al momento M_x un qualsiasi valore positivo. Il programma fornisce per il momento resistente il valore $M_{Rd} = 9071 \text{ daNm}$ di poco inferiore al valore 9100 indicato nel testo che peraltro utilizza il blocco rettangolare per il diagramma sforzi deformazioni del calcestruzzo.

3.2 ESEMPIO 2

Al punto 7.5.1 del citato volume viene calcolata a pressoflessione retta una sezione rettangolare 50x100 con armature simmetriche di area pari a 50cm² e copriferro di 5 cm. Calcestruzzo ed acciaio sono gli stessi dell’esempio precedente. Questa volta viene utilizzato il diagramma parabola-rettangolo. Nel testo vengono calcolati i momenti resistenti ultimi (M_{Rd}) in corrispondenza a prefissati differenti valori assegnati allo sforzo normale che di seguito vengono confrontati con quelli ottenuti dal programma (M'_{Rd}):

N_{Ed}	M_{Rd}	M'_{Rd}
----------	----------	-----------



(daN)	(daNm)	(daNm)
60000	20330	20350
200000	25170	25190
500000	25850	25860
1000000	9770	9910

I risultati appaiono ben concordanti per i primi tre valori (ottenuti dal testo a partire da valori tabellari per il l'integrazione del diagramma parabolico del calcestruzzo). La maggiore differenza si ha per l'ultimo caso con $N_{Ed}=1000000$ daN che in realtà non viene ottenuto, nel testo citato, dal calcolo ma da interpolazione tra i due assetti di rottura che comprendono il punto di rottura cercato. Il programma non considera inoltre verificata a taglio la sezione (anche con taglio assegnato nullo) in quanto la resistenza a taglio lato calcestruzzo va a zero col termine (presente nella relazione 4.1.19 NTC) $\alpha_c = 2,5(1-\sigma_{cp}/f_{cd}) = 0$ essendo $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 1000000/(50 \times 100) = 200 > f_{cd}$.

3.3 ESEMPIO 3

Allo stesso punto 7.5.1 del citato volume viene calcolata a pressoflessione retta la sezione rettangolare 50×100 con armature simmetriche di area pari a 70cm^2 e copriferro di 5 cm. Il calcestruzzo questa volta è di classe $f_{ck}=700$ daN/cm²; nel caso di calcolo secondo EC2 va assunto il diagramma con curva esponenziale risultando $f_{ck} > 500$.

I momenti resistenti a confronto sono i seguenti (valori dello sforzo normale prefissati):

N_{Ed} (daN)	M_{Rd} (daNm)	M_{Rd}^{EC2} (daNm)	M_{Rd}^{NTC} (daNm)
150000	31370	31360	31360
500000	42460	42400	42740
1000000	40520	40020	42640
1900000	6950	18340	20730

Nell'ultima colonna sono riportati i momenti ultimi ottenuti selezionando l'opzione di calcolo secondo le NTC (diagramma parabola rettangolo). All'aumentare dello sforzo normale si nota che i momenti resistenti ottenuti con le NTC sono meno conservativi di quelli che con l'EC2 si ottengono dal diagramma esponenziale rettangolo. L'ultimo valore del momento resistente riportato nel citato testo appare troppo approssimato rispetto a quelli ottenuti dal programma.

3.4 ESEMPIO 4



Calcolo delle staffe verticali (di diametro pari a 12mm) per una sezione rettangolare 20x80 copriferro 50cm e taglio di progetto $V_{Ed} = 50000$ daN. Conglomerato $f_{ck}=300$; Acciaio C450B. (Punto 8.1.4.1.3.2 vol.citato)

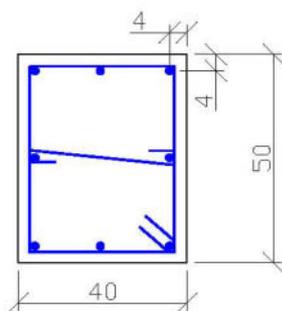
Assunti momento flettente M_x ed armature longitudinali arbitrarie, si è eseguito il calcolo di progetto della sezione avendo preventivamente assegnato il valore di 12 al diametro delle staffe nella finestra delle opzioni armature e di calcolo.

Il calcolo fornisce un passo di 20,3 cm alle staffe $\phi 12$ assunte in perfetto accordo col passo di cm 20 indicato dal testo.

3.5 ESEMPIO 5

Nel caso di pressoflessione deviata non si è trovato alcun esempio numerico in letteratura trattato con le nuove norme. Si considera pertanto un caso di calcolo trattato solo col presente programma.

Si è considerata la sezione in figura relativa ad un pilastro rettangolare 40x60 armata con 8 $\phi 16$ (Calcestruzzo C28/35. Acciaio C450B).



Il calcolo è stato effettuato per le seguenti 3 combinazioni allo stato limite ultimo:

N_{Ed} (daN)	M_{xEd} (daNm)	M_{yEd} (daNm)	V_{yEd} (daN)	V_{xEd} (daN)
50000	14000	11000	14000	11000
50000	20000	0	20000	0
50000	0	15714	0	15714

Le nuove NTC al punto 7.4.4.2.2.1 consentono che la verifica a presso-flessione deviata (prima combinazione in tabella) possa essere sostituita da due verifiche a presso-flessione retta in cui la resistenza sia ridotta al 70% di quella effettiva: ciò che equivale ad incrementare gli sforzi di progetto di $1/0,7 = 1,4286$. Si sono così ricavati gli sforzi retti "equivalenti" riportati nella seconda e terza combinazione. Nella citato punto normativo si fa riferimento ai soli momenti flettenti (lo sforzo normale non va incrementato in quanto la



misura della sicurezza va sempre effettuata a sforzo normale costante). Nulla si dice circa la verifica a taglio in presenza delle due componenti V_x, V_y . Anche per il taglio, a scopo di controllo, la verifica a taglio deviato di cui alla prima combinazione è stata separata in due verifiche separate di tipo retto incrementando gli sforzi col coefficiente 1,4286.

Il tabulato di verifica di seguito riportato mostra che nelle verifiche a pressoflessione retta (seconda e terza combinazione) le misure della sicurezza (1,149 e 1,146) risultano entrambe maggiori di quella a presso-flessione deviata (1,062). Non così per quanto riguarda le verifiche a taglio in cui si può notare che l'armatura trasversale strettamente necessaria per la prima combinazione (deviata) risulta superiore a quella della seconda e terza combinazione (rette).

Da ciò si deduce che per il taglio a due componenti non ci sono sufficienti indicazioni normative per la sua sostituzione con due tagli equivalenti in sollecitazione retta (manca cioè un diagramma di interazione semplificato e conservativo).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: ESEMPIO_5

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simm.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 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/cm²
 Resis. compr. ridotta f_{cd}' : 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 E_c : 323080 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione f_{ctm} : 28.80 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. f_{yk} : 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura f_{tk} : 5400.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo f_{yd} : 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo f_{td} : 4500.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo E_{pu} : 0.068
 Modulo Elastico E_f : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 40.0 cm
 Altezza: 50.0 cm

N. totale barre : 8
 Diametro barre : 16 mm
 Copriferro (dal baric. barre) : 4.0 cm
 Coordinate Barre nei vertici :

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-16.0	-21.0
2	-16.0	21.0
3	16.0	21.0
4	16.0	-21.0

Generazioni di barre lungo i lati:



Geostru Software - Validazione codice di calcolo RC-SEC

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale (di vertice) cui si riferisce la generazione
 N.Barra Fin. Numero della barra finale (vertice) cui si riferisce la generazione
 N.Barre Numero di barre generate equidist. comprese tra la barra iniz. e la fin.

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre
1	1	4	1
2	2	3	1
3	1	2	1
4	4	3	1

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
 Vy Componente del Taglio [daN] nella direzione dell'asse princip. y della sezione
 Vx Componente del Taglio [daN] nella direzione dell'asse princip. x della sezione

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	50000	14000	-11000	14000	11000
2	50000	20000	0	20000	0
3	50000	0	-15714	0	15714

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.4 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 2.4 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 princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	50000	14000	11000	49983	14828	11729	1.062
2	S	50000	20000	0	49995	22988	0	1.149
3	S	50000	0	15714	49988	0	18004	1.146

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
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 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)
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 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 compress.)
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00031	20.0	25.0	0.00270	16.0	21.0	-0.00459	-16.0	-21.0
2	0.00350	-0.00232	-20.0	25.0	0.00241	-16.0	21.0	-0.00900	-16.0	-21.0
3	0.00350	-0.00232	20.0	25.0	0.00214	16.0	21.0	-0.00873	-16.0	-21.0



Geostru Software - Validazione codice di calcolo RC-SEC

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000112833	0.000087460	-0.000943178		
2	0.000000000	0.000271812	-0.003295296		
3	0.000339655	0.000000000	-0.003293104		

ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	8 mm	
Passo staffe:	18.0 cm	[Passo massimo di normativa = 19.2]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	5.6 cm ² /m	[Area Staffe Minima normativa = 2.9]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	17271	49148	18497	37.6	45.9	21.80°	1.158	5.2
2	S	20000	52421	22619	46.0	40.0	21.80°	1.158	4.9
3	S	15714	51281	17702	36.0	50.0	21.80°	1.158	5.0



3.6 ESEMPIO 6

Si fa riferimento alla stessa sezione rettangolare di pilastro trattata nell'esempio precedente allo scopo di valutare con calcolo diretto la duttilità di curvatura posseduta dalla sezione per ognuna delle tre combinazioni assegnate. Nel caso di calcolo sismico il punto 7.4.4 NTC prescrive, per le sezioni ricadenti in zona critica, che il valore della duttilità di curvatura μ_φ risulti non minore di prefissati valori. Al punto 7.3.6.2 le NTC comunque consentono di omettere tale controllo purché si rispettino le regole di progetto e di gerarchia delle resistenze.

Il calcolo della duttilità di curvatura viene svolto dal programma tramite la costruzione di diagrammi momenti-curvature in cui il rapporto tra i momenti M_x e M_y viene mantenuto costante. Tra i vari tipi di diagrammi previsti in programma si utilizza, per il presente esempio, quello che tiene conto automaticamente del confinamento sulla base delle staffe effettivamente disposte. Viene pertanto utilizzato per il nucleo confinato della sezione un diagramma tensione-deformazione costruito secondo il punto 3.1.9 di EC2 che fornisce le espressioni da cui trarre il valore di resistenza $f_{ck,c}$ del calcestruzzo confinato, la deformazione ultima $\varepsilon_{cu2,c}$ e quella al limite del tratto parabolico $\varepsilon_{c2,c}$. Il tratto plastico del diagramma tensione-deformazioni si ottiene però collegando il punto $f_{ck,c}$ di massimo della parabola con il valore di $0,85 f_{ck}$ in corrispondenza di $\varepsilon_{cu2,c}$. Le precedenti quantità $f_{ck,c}$, $\varepsilon_{c2,c}$, $\varepsilon_{cu2,c}$ sono maggiorate rispetto a quelle impiegate per il calcolo di resistenza in quanto funzioni della tensione trasversale di confinamento σ_2 il cui valore, però, non viene esplicitato nell'EC2. Occorre a questo scopo far ricorso all'autorevole "Model Code '90" che pone (per sezioni rettangolari):

$$\sigma_2 = 0,5 \alpha_n \alpha_s \omega_w \quad \text{in cui}$$

$$\alpha_n = 1 - 8 / (3 n) \quad \text{con } n = \text{numero di barre collegate da staffe e legature}$$

$$\alpha_s = 1 - s / (2 b_0) \quad \text{con } s = \text{passo staffe e } b_0 = \text{lato minore nucleo confinato}$$

$$\omega_w = (\text{Volume staffe} / \text{Volume nucleo confinato}) (f_{yd}/f_{cd})$$

Al conglomerato esterno al nucleo confinato viene invece assegnato il diagramma tensione-deformazione utilizzato per il calcolo di resistenza.

Si riporta di seguito sia l'output a video del diagramma Momenti-Curvature, sia il tabulato di stampa dello stesso con riferimento alla prima combinazione di carico in presso-flessione deviata. Il valore della duttilità di curvatura μ_φ risulta pari a 5,299. Il calcolo di duttilità per la seconda combinazione di carico (in presso flessione retta) conduce invece ad una duttilità notevolmente superiore e pari a 10,169.



Geostru Software – Validazione codice di calcolo

RC-SEC

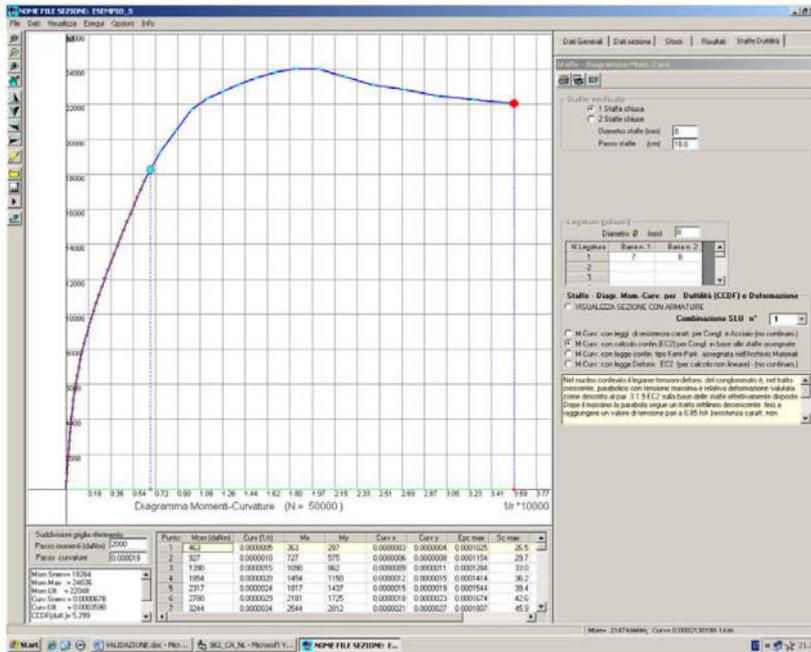


DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE Comb. N° 1 (N = 50000 daN)
NOME SEZIONE: ESEMPIO_5

Descrizione Sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simm.
 Tipologia sezione: A Sforzo Norm. costante
 Percorso sollecitazione: Zona non sismica
 Riferimento alla sismicità: In zona critica
 Posizione sezione nell'asta:

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
 Diagramma coprif. non confinato: Parabola con max=Fc_k
 Resis. caratt. di calcolo fck: 280.00 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma congl. confinato sez. : Parabol.+retta decresc. in base alle staffe
 Resist. massima per confinamento : 296.41 daN/cm²
 Resist. a rottura (0.85 Fck) : 238.00 daN/cm²
 Tens. laterale di confinam.efficace: 3.28 daN/cm²
 Def. unit. per la max resistenza : 0.0022
 Def. unit. ultima (par.3.1.9 EC2) : 0.0058

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.0675
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 40.0 cm
 Altezza: 50.0 cm
 N. totale barre : 8



Geostru Software - Validazione codice di calcolo RC-SEC

Diametro barre : 16 mm
 Copriferro (dal baric. barre) : 4.0 cm
 Coordinate Barre nei vertici :

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-16.0	-21.0
2	-16.0	21.0
3	16.0	21.0
4	16.0	-21.0

Generazioni di barre lungo i lati:

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale (di vertice) cui si riferisce la generazione
 N.Barra Fin. Numero della barra finale (vertice) cui si riferisce la generazione
 N.Barre Numero di barre generate equidist. comprese tra la barra iniz. e la fin.

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre
1	1	4	1
2	2	3	1
3	1	2	1
4	4	3	1

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 18.0 cm [Passo massimo di normativa= 19.2]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 5.6 cm²/m

RISULTATI DEL CALCOLO

Sforzo normale costante di calcolo N 50000 daN
 Momento di snervamento 18264 daNm
 Momento massimo 24036 daNm
 Momento a rottura 22048 daNm
 Duttilità di curvatura CCDF (punto 7.4.4 NTC) 5.299

PUNTI CALCOLATI DEL DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE

N.Punto Numero d'ordine assegnato al punto calcolato del diagramma
 M Momento vettoriale [daNm]
 Curv. Curvatura [1000/cm] vettoriale corrispond. al momento vettoriale
 Mx Componente del momento totale relativa all'asse x princ.inerzia
 My Componente del momento totale relativa all'asse y princ.inerzia
 Curv x Componente della curvatura [1000/cm] relativa all'asse x
 Curv y Componente della curvatura [1000/cm] relativa all'asse y
 epc max Deformazione unit. massima congl. (positiva se di compressione)
 Sc max Tensione congl. [daN/cm²] in corrispond. di epc max
 epf min Deformazione unit. minima acciaio (negativa se di trazione)
 Sf min Tensione acciaio [daN/cm²] in corrispond. di eps min

Punto	M	Curv	Mx	My	Curv x	Curv y	epc max	Scmax	eps min	Scmin
1	463	0.00049	363	287	0.00031	0.00038	0.0001	26	0.0001	154
2	927	0.00098	727	575	0.00061	0.00076	0.0001	30	0.0001	129
3	1390	0.00146	1090	862	0.00092	0.00114	0.0001	33	0.0001	104
4	1854	0.00195	1454	1150	0.00122	0.00152	0.0001	36	0.0000	79
5	2317	0.00244	1817	1437	0.00153	0.00190	0.0002	39	0.0000	55
6	2780	0.00293	2181	1725	0.00183	0.00228	0.0002	43	0.0000	30
7	3244	0.00343	2544	2012	0.00215	0.00267	0.0002	46	0.0000	4
8	3707	0.00397	2908	2300	0.00249	0.00309	0.0002	49	0.0000	-24
9	4171	0.00459	3271	2587	0.00287	0.00357	0.0002	53	0.0000	-57
10	4634	0.00528	3634	2875	0.00330	0.00411	0.0002	57	0.0000	-95
11	5097	0.00606	3998	3162	0.00379	0.00472	0.0002	62	-0.0001	-139
12	5561	0.00694	4361	3450	0.00435	0.00542	0.0003	66	-0.0001	-190
13	6024	0.00794	4725	3737	0.00497	0.00619	0.0003	71	-0.0001	-249
14	6487	0.00905	5088	4025	0.00566	0.00706	0.0003	77	-0.0002	-317
15	6951	0.01028	5452	4312	0.00643	0.00802	0.0003	83	-0.0002	-394
16	7414	0.01163	5815	4600	0.00727	0.00908	0.0004	89	-0.0002	-480

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA DEI PALI - OS01

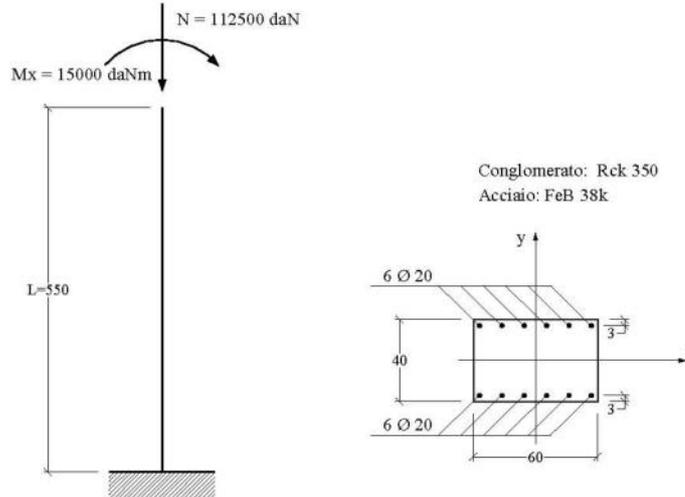


Geostru Software - Validazione codice di calcolo RC-SEC

17	7878	0.01311	6179	4887	0.00819	0.01023	0.0004	95	-0.0003	-575
18	8341	0.01470	6542	5175	0.00918	0.01148	0.0004	102	-0.0003	-681
19	8804	0.01642	6905	5462	0.01025	0.01283	0.0005	109	-0.0004	-795
20	9268	0.01825	7269	5749	0.01138	0.01426	0.0005	116	-0.0005	-919
21	9731	0.02019	7632	6037	0.01258	0.01578	0.0005	123	-0.0005	-1052
22	10195	0.02222	7996	6324	0.01385	0.01738	0.0006	130	-0.0006	-1194
23	10658	0.02436	8359	6612	0.01517	0.01906	0.0006	137	-0.0007	-1344
24	11121	0.02657	8723	6899	0.01653	0.02081	0.0006	144	-0.0008	-1500
25	11585	0.02886	9086	7187	0.01794	0.02261	0.0007	151	-0.0008	-1663
26	12048	0.03121	9449	7474	0.01939	0.02446	0.0007	158	-0.0009	-1831
27	12512	0.03362	9813	7762	0.02087	0.02636	0.0007	165	-0.0010	-2004
28	12975	0.03608	10176	8049	0.02238	0.02830	0.0008	171	-0.0011	-2182
29	13438	0.03859	10540	8337	0.02392	0.03028	0.0008	178	-0.0012	-2364
30	13902	0.04114	10903	8624	0.02548	0.03229	0.0009	185	-0.0013	-2549
31	14365	0.04372	11267	8912	0.02707	0.03434	0.0009	191	-0.0014	-2738
32	14828	0.04635	11630	9199	0.02868	0.03641	0.0009	197	-0.0015	-2929
33	15292	0.04900	11994	9487	0.03030	0.03851	0.0010	203	-0.0016	-3123
34	15755	0.05170	12357	9774	0.03195	0.04064	0.0010	209	-0.0017	-3320
35	16219	0.05441	12720	10062	0.03360	0.04279	0.0011	215	-0.0018	-3518
36	16682	0.05716	13084	10349	0.03529	0.04497	0.0011	221	-0.0019	-3720
37	17145	0.05994	13447	10636	0.03698	0.04717	0.0012	227	-0.0020	-3923
38	17609	0.06274	13811	10924	0.03869	0.04939	0.0012	232	-0.0021	-4128
39	19260	0.07537	15106	11948	0.04640	0.05939	0.0014	253	-0.0025	-4566
40	20501	0.08800	16079	12718	0.05412	0.06939	0.0016	269	-0.0030	-4572
41	21680	0.10061	17004	13450	0.06180	0.07939	0.0017	282	-0.0035	-4579
42	22329	0.11329	17512	13852	0.06959	0.08939	0.0019	290	-0.0040	-4586
43	22743	0.12591	17837	14109	0.07729	0.09939	0.0021	295	-0.0045	-4593
44	23128	0.13852	18140	14348	0.08498	0.10939	0.0022	296	-0.0049	-4599
45	23509	0.15233	18438	14584	0.09340	0.12033	0.0024	296	-0.0055	-4607
46	23826	0.16753	18687	14781	0.10270	0.13237	0.0026	296	-0.0061	-4615
47	24036	0.18424	18852	14911	0.11289	0.14560	0.0029	296	-0.0067	-4623
48	24025	0.20264	18843	14905	0.12413	0.16016	0.0032	296	-0.0074	-4632
49	23564	0.22399	18482	14619	0.13833	0.17618	0.0035	296	-0.0081	-4643
50	23122	0.24624	18135	14344	0.15192	0.19380	0.0039	296	-0.0089	-4654
51	22863	0.27067	17932	14184	0.16679	0.21318	0.0043	296	-0.0098	-4666
52	22482	0.29740	17633	13947	0.18292	0.23449	0.0047	296	-0.0107	-4679
53	22259	0.32677	17458	13809	0.20061	0.25794	0.0052	296	-0.0117	-4693
54	22048	0.35904	17292	13678	0.22001	0.28374	0.0057	296	-0.0129	-4709



3.7 ESEMPIO 7



L'esempio, tratto dal volume di R.Calzona, C.Cestelli Guidi – Il calcolo del cemento armato (Hoepfi) – si riferisce al calcolo allo stato limite ultimo di instabilità di un pilastro snello a sezione rettangolare i cui dati sono riportati in figura.

Si utilizza il metodo semplificato detto della “colonna modello” con riferimento alle sollecitazioni rette contenute nel piano verticale la cui traccia nel piano della sezione coincide con l'asse y. I valori indicati per N ed Mx sono quelli del primo ordine già amplificati con gli opportuni coefficienti stabiliti per la combinazione ultima che si intende verificare.

Le sollecitazioni da calcolo vanno sempre incrementate del momento flettente causato dall'eccentricità non intenzionale e_{ni} da porre non minore di $L_0/300 = 3.67$ cm essendo L_0 la lunghezza di libera inflessione del pilastro in questo caso (schema a mensola) pari a $2L = 1100$ cm.:

$$N_d = 112500 \text{ daN}$$

$$M_d = 15000 + 112500 \times 0.0367 = 19129 \text{ daNm}$$

All'avvio del calcolo occorre inserire preliminarmente (nell'*archivio materiali*) i dati relativi sia al conglomerato Rck350 che all'acciaio FeB38k per renderli identici a quelli riportati nel testo citato:

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 290,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/1,6 = 154,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{td} = f_{yk}/1,15 = 3304 \text{ daN/cm}^2;$$

$$\epsilon_{ud_ult} = 0,01$$

In particolare i dati relativi agli sforzi agenti richiesti dal programma sono i seguenti:

Sforzo normale di calcolo N_d costante =	112500 daN
Momento max di calcolo M_d nella sezione critica =	15000 daNm
Lunghezza di libera inflessione =	1100 cm



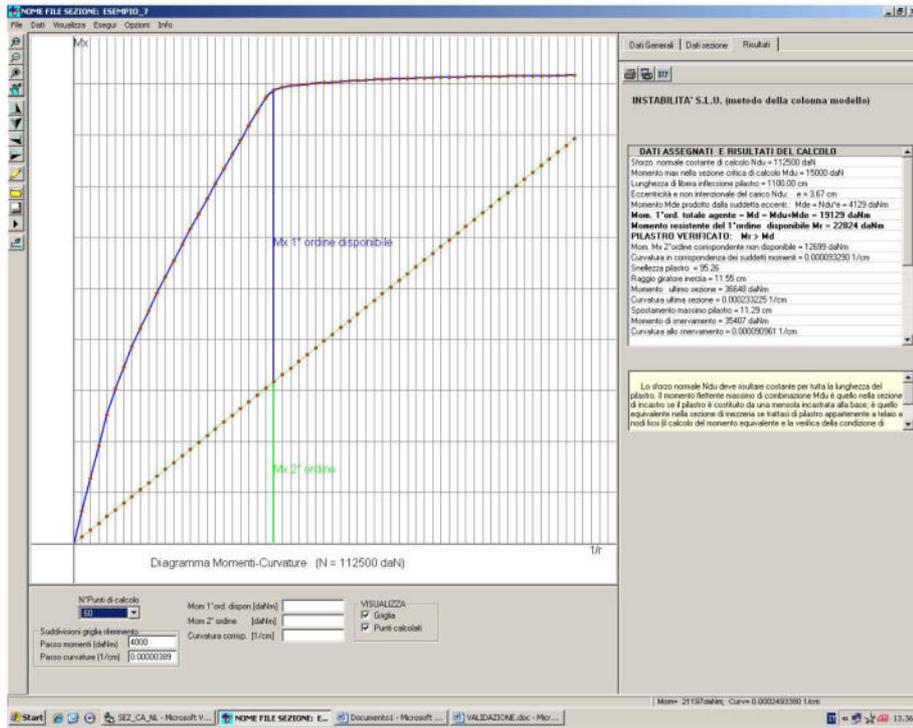
Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

Eccentricità non intenzionale =

3.67 cm

Si noti come il momento M_d richiesto sia al netto di quello prodotto dall'eccentricità non intenzionale in quanto il programma provvederà automaticamente ad effettuare la somma tra i due momenti agenti.

Gli output a video ed a stampa, di seguito riportati, indicano che la sezione risulta verificata in quanto il momento resistente effettivamente disponibile (al netto di quello del secondo ordine) pari a 22824 daNm è maggiore di quello di calcolo di 19129 daNm. I risultati sono in pratica coincidenti con quelli esposti nel citato testo.



STATO LIMITE DI INSTABILITA' (Metodo della Colonna Modello)
DATI SEZIONE CRITICA PILASTRO
NOME SEZIONE: ESEMPIO_7

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento: N.T.C.
Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simm.
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: Rck350
Resis. compr. di calcolo fcd : 154.30 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
Def.unit. ultima ecu : 0.0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec : 337216 daN/cm²



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

ACCIAIO - Tipo: FeB38k
 Resist. caratt. snervam. fyk: 3800.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 3800.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3304.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3304.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.010
 Modulo Elastico Ef : 2100000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

SFORZI ASSEGNATI E RISULTATI DEL CALCOLO

Sforzo normale costante di calcolo Ndu = 112500 daN
 Sforzo normale costante di calcolo Ndu = 15000 daNm
 Lunghezza di libera inflessione pilastro = 1100.00 cm
 Eccentricità e non intenzionale del carico Ndu: e = 3.67 cm
 Momento Mde prodotto dalla suddetta eccentricità: Mde = Ndu*e = 4129 daNm
 Raggio giratore d'inerzia riferito all'asse x di inflessione = 11.55 cm
 Snellezza pilastro = Lungh.libera infless./raggio giratore= 95.26
Momento del 1°ordine totale agente = Md = Mdu+Mde = 19129 daNm
Momento resistente del 1°ordine disponibile Mr = 22824 daNm
PILASTRO VERIFICATO: Mr > Md
 Mom. Mx 2°ordine corrispondente al massimo momento disponibile = 12699 daNm
 Curvatura corrispondente ai suddetti momenti = .000093290 1/cm
 Momento resistente ultimo sezione critica = 36648 daNm
 Curvatura ultima sezione (in corrisp. del Mom.resist.Ultimo)=.000233225 1/cm
 Spostamento massimo pilastro = 11.29 cm
 Momento di snervamento sezione critica = 35407 daNm
 Curvatura allo snervamento = .000090961 1/cm

PUNTI CALCOLATI DEL DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE

N.Punto Numero d'ordine assegnato al punto calcolato del diagramma
 Curvat. Curvatura [1/cm] del punto calcolato
 Mx Momento totale [daNm] per la curv. data riferito all'asse x
 Mx_1° Quota disponibile del 1° ordine del momento totale Mx
 Mx_2° Quota non disponibile del 2° ordine del momento totale Mx

N.Punto	Curvat.	Mx	Mx_1°	Mx_2°
1	0.000003887	2554	2025	529
2	0.000007774	5105	4047	1058
3	0.000011661	7651	6064	1587
4	0.000015548	10102	7985	2117
5	0.000019435	12119	9473	2646
6	0.000023322	13857	10682	3175
7	0.000027210	15429	11725	3704
8	0.000031097	16896	12663	4233
9	0.000034984	18288	13526	4762
10	0.000038871	19629	14338	5291
11	0.000042758	20929	15108	5820
12	0.000046645	22198	15848	6350
13	0.000050532	23440	16561	6879
14	0.000054419	24659	17252	7408
15	0.000058306	25861	17924	7937
16	0.000062193	27047	18581	8466
17	0.000066080	28220	19225	8995
18	0.000069967	29374	19850	9524
19	0.000073855	30520	20466	10053
20	0.000077742	31651	21068	10583
21	0.000081629	32770	21658	11112
22	0.000085516	33875	22234	11641
23	0.000089403	34973	22803	12170
24	0.000093290	35523	22824	12699
25	0.000097177	35707	22478	13228
26	0.000101064	35835	22078	13757
27	0.000104951	35906	21620	14286
28	0.000108838	35970	21154	14816
29	0.000112725	36030	20685	15345
30	0.000116612	36083	20209	15874
31	0.000120500	36133	19730	16403
32	0.000124387	36174	19242	16932



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

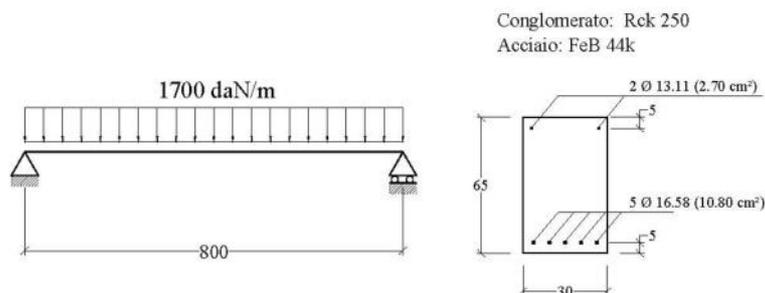
33	0.000128274	36212	18751	17461
34	0.000132161	36248	18258	17990
35	0.000136048	36283	17763	18520
36	0.000139935	36314	17266	19049
37	0.000143822	36343	16765	19578
38	0.000147709	36366	16259	20107
39	0.000151596	36391	15755	20636
40	0.000155483	36414	15249	21165
41	0.000159370	36434	14740	21694
42	0.000163257	36455	14232	22223
43	0.000167145	36472	13719	22753
44	0.000171032	36485	13204	23282
45	0.000174919	36499	12689	23811
46	0.000178806	36517	12177	24340
47	0.000182693	36531	11662	24869
48	0.000186580	36545	11147	25398
49	0.000190467	36557	10630	25927
50	0.000194354	36568	10111	26456
51	0.000198241	36577	9592	26986
52	0.000202128	36585	9070	27515
53	0.000206015	36596	8552	28044
54	0.000209902	36604	8031	28573
55	0.000213789	36614	7512	29102
56	0.000217677	36623	6991	29631
57	0.000221564	36628	6468	30160
58	0.000225451	36634	5945	30689
59	0.000229338	36644	5425	31219
60	0.000233225	36648	4901	31748



Geostru Software – Validazione codice di calcolo

RC-SEC

3.8 ESEMPIO 8



La trave in c.a. su due appoggi in figura è tratta dall'Example 7.4 del volume di A.Ghali, R.Favre "Concrete Structures - stresses and deformations" (E & FN SPON) è costituita per la sua intera lunghezza dalla sezione costante, per geometria e materiali, denominata ESEMPIO_8_GHALI_SEZ.sez pure presente tra i files di esempio del programma.

Al tempo t_0 viene applicato un carico uniforme di 1700 daN/m che rappresenta il carico risultante di una combinazione *quasi permanente* di esercizio. Si chiede il valore della freccia massima della trave a lungo termine ($t = \infty$) posto che i dati meccanici e reologici siano i seguenti:

- $E_s = 2000000 \text{ daN/cm}^2$
- $E_c(t_0) = 300000 \text{ daN/cm}^2$ = modulo elastico al tempo t_0 di applicazione del carico
- $f_{ctm} = 25 \text{ daN/cm}^2$ = resistenza media a trazione del conglomerato
- $\phi(t, t_0) = 2.5$ = coeff. di viscosità valutato da t_0 al tempo finale t
- $\epsilon_{cs}(t, t_0) = 0.00025$ = deformazione per ritiro nello stesso intervallo di tempo
- $\chi(t, t_0) = 0.8$ = coeff. di invecchiamento

Prima di poter assegnare i dati della trave è stato necessario creare il file della sezione corrente della trave denominato ESEMPIO_8_GHALI.sez. Nel corso dell'input di questa sezione vanno inseriti i dati geometrici, meccanici e reologici finora elencati (nonché un momento fittizio qualsiasi). Una volta salvato il file della sezione è stato creato un nuovo file di calcolo, qui denominato ESEMPIO_8.sez, in



Geostru Software – Validazione codice di calcolo

RC-SEC

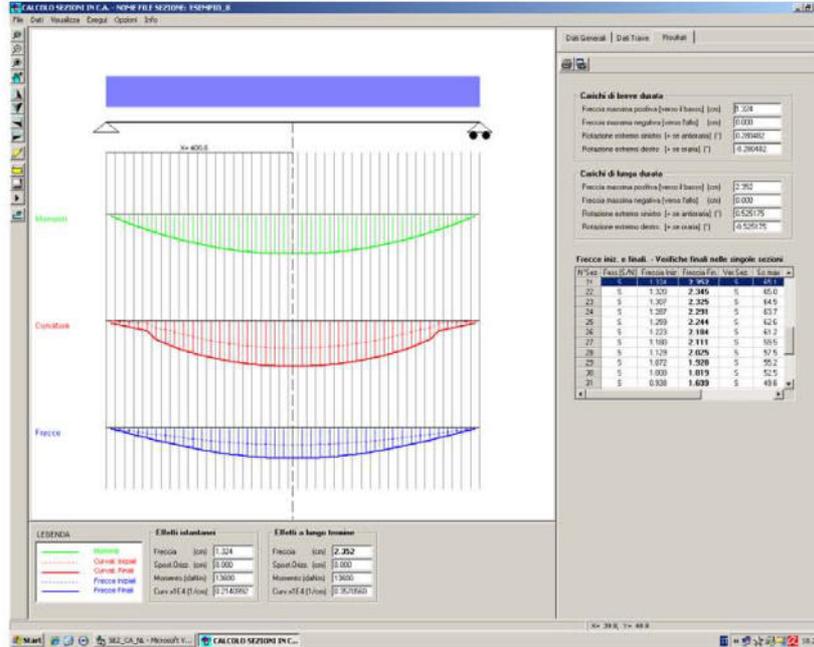
cui una volta assegnata la tipologia del calcolo delle frecce in campata singola vanno effettuate le seguenti scelte:

- Tipologia della combinazione di carico di esercizio: quasi permanente
- Tipo di campata: trave su due appoggi
- N° tronchi a sezione costante: 1 (la geometria e l'armatura sono costanti per tutta la lunghezza della trave)
- Passo medio della discretizzazione: 20 cm
- Coppie agli estremi appoggiati della trave: 0 daNm
- Caratteristiche dei singoli tronchi della trave:
 - Nome Sezione: ESEMPIO_8_GHALL.sez
 - Lunghezza tronco: 800 cm
 - $P_y = 1700$ daN/m
 - $N = 0$ daN.

Negli output a video ed a stampa sotto riportati viene indicata, fra l'altro, la freccia massima (in corrispondenza del concio centrale) pari a 2,35 cm identica a quella calcolata testo citato. Si noti come la freccia istantanea pari a 1,32 cm sia circa la metà della freccia differita (quest'ultima calcolata col metodo AAEM).

Oltre a calcolare le frecce nei singoli conci per integrazione delle curvature il programma ne verifica l'apertura delle fessure e le tensioni normali.

Con questo stesso programma possono essere studiate (con piccolo errore) campate di travi iperstatiche (appartenenti a generici impalcati di edifici) a condizione di assegnare le coppie iperstatiche di estremità. Essendo inoltre possibile assegnare uno sforzo normale costante può essere studiata la deformazione (in un solo piano di inflessione) anche dei pilastri.





Geostru Software - Validazione codice di calcolo

RC-SEC

CALCOLO FRECCHE E VERIFICA SEZIONI DI UNA TRAVE IN C.A.

NOME DEL FILE: **ESEMPIO_8**

Descrizione Calcolo:
 Tipologia della trave: Trave su due appoggi di estremità
 Numero tronchi a sez. costante: 1
 Passo medio discretizz. trave: 20 cm
 Tipologia combinazione carico: Quasi Permanente
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOM. N. 1 - Classe: C20/25
 Modulo Elastico Normale Ec: 300000 daN/cm²
 Coeff. di Poisson: 0.20
 Resis. media a trazione fctm: 25.00 daN/cm²
 Coeff. Viscosità: 2.50
 Coeff. Ritiro: 0.25 /1000
 Coeff. Invecchiamento: 0.800
 Tensione normale Limite: 90.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite: 0.300 mm

ACCIAIO N. 1 - Tipo: B450C
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \beta_2$: 1.00
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \beta_2$: 0.50
 Tensione normale Sf Limite: 3150.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DEI SINGOLI TRONCHI DELLA TRAVE

N.Tronco Numero progressivo assegnato ai tronchi da sinistra a destra
 Nome Sez. Nome del file della sezione assegnata al tronco
 Lunghezza Lunghezza del tronco [cm]
 Carico un. Carico verticale uniformemente ripartito [daN/m] sul tronco [positivo se diretto verso il basso]

N.Tronco	Nome Sezione	Lunghezza	Carico un.
1	ESEMPIO_8_GHA	800.0	1700

FRECCHE - CURVATURE - SPOST. ASSIALI DELLE SINGOLE SEZIONI DELLA TRAVE

N.sez Numero progressivo assegnato alle sezioni da sinistra a destra
 X sez Ascissa progressiva delle sezioni con l'origine nel vincolo di sinistra
 Nome Sez. Nome del file della sezione all'ascissa X sez
 Ver S/N = sezione verificata o meno alle tensioni limite ed a fessurazione
 Fess. S/N = sezione fessurata o con conglomerato interamente reagente
 Fr.Ini Freccia istantanea [cm] all'applicazione del carico [positiva se verso il basso]
 Cur.Ini Curvatura istantanea [1/cm] della sezione all'applicazione del carico
 S.O.Ini Spostamento assiale istantaneo [cm] della sezione all'applicazione del carico [positivo se opposto al verso crescente delle ascisse]
 Fr.Fin Freccia [cm] a fenomeni reologici esauriti [positiva se verso il basso]
 Cur.Fin Curvatura [1/cm] della sezione a fenomeni reologici esauriti
 S.O.Fin Spostamento assiale [cm] della sezione a fenomeni reologici esauriti

N.Sez	X sez	Nome Sezione	Ver	Fess.	Fr.Ini	Cur.Ini	S.O.Ini	Fr.Fin	Cur.Fin	S.O.Fin
1	9.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.048	0.0000003	0.000	0.089	0.0000020	0.000
2	29.3	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.143	0.0000008	0.000	0.268	0.0000036	0.000
3	48.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.238	0.0000014	0.000	0.444	0.0000052	0.000
4	68.3	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.333	0.0000019	0.000	0.619	0.0000067	0.000
5	87.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.427	0.0000024	0.000	0.791	0.0000081	0.000
6	107.3	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.520	0.0000063	0.000	0.960	0.0000151	0.000
7	126.8	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.610	0.0000073	0.000	1.124	0.0000181	0.000
8	146.3	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.698	0.0000089	0.000	1.280	0.0000208	0.000
9	165.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.782	0.0000110	0.000	1.429	0.0000231	0.000
10	185.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.863	0.0000127	0.000	1.569	0.0000252	0.000
11	204.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.938	0.0000143	0.000	1.699	0.0000271	0.000
12	224.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.008	0.0000157	0.000	1.819	0.0000288	0.000

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA DEI PALI - OS01



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

13	243.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.072	0.0000170	0.000	1.928	0.0000302	0.000
14	263.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.129	0.0000180	0.000	2.025	0.0000315	0.000
15	282.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.180	0.0000189	0.000	2.111	0.0000326	0.000
16	302.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.223	0.0000197	0.000	2.184	0.0000336	0.000
17	322.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.259	0.0000203	0.000	2.244	0.0000344	0.000
18	341.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.287	0.0000208	0.000	2.291	0.0000349	0.000
19	361.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.307	0.0000211	0.000	2.325	0.0000354	0.000
20	380.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.320	0.0000213	0.000	2.345	0.0000356	0.000
21	400.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.324	0.0000214	0.000	2.352	0.0000357	0.000
22	419.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.320	0.0000213	0.000	2.345	0.0000356	0.000
23	439.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.307	0.0000211	0.000	2.325	0.0000354	0.000
24	458.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.287	0.0000208	0.000	2.291	0.0000349	0.000
25	478.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.259	0.0000203	0.000	2.244	0.0000344	0.000
26	497.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.223	0.0000197	0.000	2.184	0.0000336	0.000
27	517.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.180	0.0000189	0.000	2.111	0.0000326	0.000
28	536.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.129	0.0000180	0.000	2.025	0.0000315	0.000
29	556.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.072	0.0000170	0.000	1.928	0.0000302	0.000
30	575.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.008	0.0000157	0.000	1.819	0.0000288	0.000
31	595.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.938	0.0000143	0.000	1.699	0.0000271	0.000
32	614.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.863	0.0000127	0.000	1.569	0.0000252	0.000
33	634.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.782	0.0000110	0.000	1.429	0.0000231	0.000
34	653.7	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.698	0.0000089	0.000	1.280	0.0000208	0.000
35	673.2	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.610	0.0000073	0.000	1.124	0.0000181	0.000
36	692.7	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.520	0.0000063	0.000	0.960	0.0000151	0.000
37	712.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.427	0.0000024	0.000	0.791	0.0000081	0.000
38	731.7	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.333	0.0000019	0.000	0.619	0.0000067	0.000
39	751.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.238	0.0000014	0.000	0.444	0.0000052	0.000
40	770.7	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.143	0.0000008	0.000	0.268	0.0000036	0.000
41	790.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.048	0.0000003	0.000	0.089	0.0000020	0.000

VERIFICA SEZIONI PER TENSIONI NORMALI ED APERTURA DELLE FESSURE

N.sez	Numero progressivo assegnato alle sezioni da sinistra a destra								
X sez	Ascissa progressiva delle sezioni con l'origine nel vincolo di sinistra								
Nome Sez.	Nome del file della sezione all'ascissa X sez								
Ver	S/N = sezione verificata o meno alle tensioni limite ed a fessurazione								
Momento	Momento flettente nella sezione considerata								
Sf.Ass.	Sforzo normale baricentrico[daN] assegnato [+ se di compressione]								
Sc max	Massima tensione [daN/cm ²] di compressione nel conglomerato								
Sf min	Massima trazione [daN/cm ²] nell'acciaio								
Ap.Fess.	Apertura fessure finale massima [mm] nella sezione								

N.Sez	X sez	Nome Sezione	Ver	Momento	Sf.Ass.	Sc max	Sf min	Ap.Fess.
1	9.8	ESEMPIO_8_GHA	S	655	0	3.27	339.1	0.000
2	29.3	ESEMPIO_8_GHA	S	1917	0	8.05	255.4	0.000
3	48.8	ESEMPIO_8_GHA	S	3115	0	12.59	175.9	0.000
4	68.3	ESEMPIO_8_GHA	S	4247	0	16.88	100.8	0.000
5	87.8	ESEMPIO_8_GHA	S	5315	0	20.93	29.9	0.000
6	107.3	ESEMPIO_8_GHA	S	6319	0	30.16	-1078.8	0.067
7	126.8	ESEMPIO_8_GHA	S	7257	0	34.67	-1240.6	0.092
8	146.3	ESEMPIO_8_GHA	S	8131	0	38.86	-1391.1	0.114
9	165.9	ESEMPIO_8_GHA	S	8940	0	42.75	-1530.6	0.133
10	185.4	ESEMPIO_8_GHA	S	9684	0	46.32	-1658.8	0.150
11	204.9	ESEMPIO_8_GHA	S	10364	0	49.59	-1776.0	0.166
12	224.4	ESEMPIO_8_GHA	S	10979	0	52.54	-1881.9	0.179
13	243.9	ESEMPIO_8_GHA	S	11529	0	55.18	-1976.7	0.191
14	263.4	ESEMPIO_8_GHA	S	12014	0	57.51	-2060.4	0.202
15	282.9	ESEMPIO_8_GHA	S	12435	0	59.53	-2132.9	0.211
16	302.4	ESEMPIO_8_GHA	S	12791	0	61.24	-2194.2	0.218
17	322.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13082	0	62.64	-2244.4	0.225
18	341.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13309	0	63.73	-2283.5	0.229
19	361.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13471	0	64.50	-2311.4	0.233
20	380.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13568	0	64.97	-2328.1	0.235
21	400.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13600	0	65.13	-2333.7	0.236
22	419.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13568	0	64.97	-2328.1	0.235
23	439.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13471	0	64.50	-2311.4	0.233
24	458.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13309	0	63.73	-2283.5	0.229
25	478.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13082	0	62.64	-2244.4	0.225
26	497.6	ESEMPIO_8_GHA	S	12791	0	61.24	-2194.2	0.218
27	517.1	ESEMPIO_8_GHA	S	12435	0	59.53	-2132.9	0.211
28	536.6	ESEMPIO_8_GHA	S	12014	0	57.51	-2060.4	0.202
29	556.1	ESEMPIO_8_GHA	S	11529	0	55.18	-1976.7	0.191



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

30	575.6	ESEMPIO_8_GHA	S	10979	0	52.54	-1881.9	0.179
31	595.1	ESEMPIO_8_GHA	S	10364	0	49.59	-1776.0	0.166
32	614.6	ESEMPIO_8_GHA	S	9684	0	46.32	-1658.8	0.150
33	634.1	ESEMPIO_8_GHA	S	8940	0	42.75	-1530.6	0.133
34	653.7	ESEMPIO_8_GHA	S	8131	0	38.86	-1391.1	0.114
35	673.2	ESEMPIO_8_GHA	S	7257	0	34.67	-1240.6	0.092
36	692.7	ESEMPIO_8_GHA	S	6319	0	30.16	-1078.8	0.067
37	712.2	ESEMPIO_8_GHA	S	5315	0	20.93	29.9	0.000
38	731.7	ESEMPIO_8_GHA	S	4247	0	16.88	100.8	0.000
39	751.2	ESEMPIO_8_GHA	S	3115	0	12.59	175.9	0.000
40	770.7	ESEMPIO_8_GHA	S	1917	0	8.05	255.4	0.000
41	790.2	ESEMPIO_8_GHA	S	655	0	3.27	339.1	0.000

10.2 ALLEGATO 2 VALIDAZIONE PRO_MST



Validazione di PRO_MST

Test di validazione di PRO_MST

Ferrara, Aprile 2009

Pagina 983

Parte 1: INQUADRAMENTO TEORICO

NTC 2018 – CODICI DI CALCOLO: AFFIDABILITA'

Premessa

Le norme tecniche contengono precise indicazioni per la redazione dei progetti esecutivi. In particolare la relazione di calcolo, atta a dimostrare numericamente la sicurezza dell'opera e il raggiungimento delle prestazioni attese, deve essere redatta secondo quanto prescritto nei paragrafi 10.2 e successivi. Qualora analisi e verifiche siano svolte con l'ausilio dell'elaboratore elettronico dovranno essere fornite, tra l'altro, indicazioni quali "origine e caratteristiche dei codici di calcolo" e "affidabilità dei codici utilizzati".

Il presente manuale, che documenta in modo esaustivo l'affidabilità del codice di calcolo PRO_MST, come richiesto dalle norme riporta nella parte prima la documentazione sull'inquadramento teorico della metodologia di calcolo e sull'impostazione generale della sua traduzione numerica e nella parte seconda una raccolta di casi prova che consentono il controllo e il riscontro sull'affidabilità e sulla robustezza del codice di calcolo PRO_MST.

Il presente manuale, in vari formati elettronici, è reperibile anche sul sito del produttore per consentire un collegamento diretto (link) (<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>) dalla relazione di calcolo alla documentazione richiesta dalle norme tecniche.

Introduzione

Dal 1 Dicembre 1999 2S.I ha prodotto un manuale di qualità funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001. Tutte le attività sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute.

In relazione al controllo e al riscontro sull'affidabilità e sulla robustezza dei prodotti software si sottolinea quanto segue:

- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;
- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.

Parte 1 – Inquadramento teorico delle metodologie di calcolo

Una estesa trattazione sulla teoria è riportata nel presente manuale.

Parte 2 – Raccolta di casi prova

Per il controllo e il riscontro sull'affidabilità e sulla robustezza del codice di calcolo PRO_MST è fornita una raccolta di casi prova come richiesto dalle norme tecniche.

Di ogni caso si riporta una precisa descrizione con tutti i dati necessari per riprodurre i controlli effettuati. Per ogni caso si riportano i relativi allegati e i riferimenti all'archivio dati. I risultati ottenuti con il codice di calcolo PRO_MST sono confrontati con i risultati ottenuti dalle diverse fonti riportate in bibliografia (calcoli manuali, soluzioni teoriche, soluzioni ottenute con altri codici di calcolo). Le differenze percentuali tra i risultati:

$$\text{Differenza percentuale (DP)} = 100 \cdot [(\text{risultato PRO_MST} / \text{risultato indipendente}) - 1]$$

sono riportate in forma tabellare per una agevole consultazione adottando la seguente scala di valutazione:

se	$0\% \leq DP < 0.1\%$	→	risultati PRO_MST in perfetto accordo con risultati indipendenti;
se	$0.1\% \leq DP < 5\%$	→	risultati PRO_MST in ottimo accordo con risultati indipendenti;
se	$5\% \leq DP < 10\%$	→	risultati PRO_MST in buono accordo con risultati indipendenti.

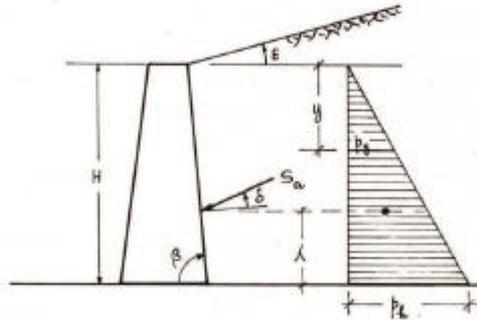
Parte 1 - INQUADRAMENTO TEORICO

Spinta delle terre

Vengono inizialmente fornite le formule della spinta attiva indotta in uno strato omogeneo di terra spingente sul paramento interno del muro, secondo le teorie più accreditate:

- di COULOMB
- di RANKINE

Si consideri un muro generico con paramento interno inclinato, rispetto all'orizzontale, di un angolo β qualsiasi, soggetta alla spinta di un masso di terra omogeneo e isotropo, delimitato superiormente da una superficie piana inclinata dell'angolo ε rispetto alla orizzontale.



Se si indica con:

- φ = angolo di attrito interno della terra;
- γ = peso specifico della terra, costante da 0 ad H;
- β = inclinazione del paramento interno, positiva in senso orario;
- ε = inclinazione del terreno a tergo del muro, positivo in senso antiorario
- δ = inclinazione della spinta rispetto alla normale al paramento, positiva in senso antiorario;
- λ = altezza del punto di applicazione della spinta, rispetto al piede del muro;
- H = altezza del muro,

risulta:

- pressione a profondità generica y $py = \gamma y$
- pressione al piede del muro $ph = \gamma H$
- spinta unitaria al piede $sh = phKa = \gamma HKa$
- spinta complessiva sul muro $Sa = \frac{1}{2} shH = \frac{1}{2} \gamma H^2 Ka$

in cui Ka è il **coefficiente di spinta attiva**, variabile con il metodo di calcolo utilizzato, mediante il quale si tiene conto delle variabili precedentemente indicate.

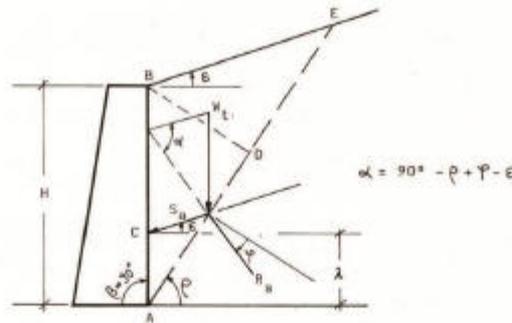
Teoria di Coulomb

La teoria di Coulomb, estesa analiticamente da Muller-Breslau ai casi più generali, è basata sulle seguenti ipotesi:

- suolo elastico, isotropico e omogeneo;
- superficie di rottura AE piana;
- superficie superiore BE del cuneo di spinta piana;
- forze di attrito uniformemente ripartite sul piano di rottura;
- massa del terreno in equilibrio plastico al momento della rottura;
- in conseguenza dello spostamento del muro, all'atto della rottura nasce una forza di attrito tra terra e muro, per cui la spinta risulta inclinata di un angolo δ rispetto alla normale al paramento.

Nella figura sopra riportata si adottano i seguenti termini:

- A B E** = cuneo di spinta
- Wt** = peso del cuneo di spinta, passante per Gt
- Ra** = resistenza di attrito sul piano di rottura
- Sa** = spinta risultante, inclinata di δ sulla normale



La spinta di Rankine è inclinata dell'angolo ε rispetto alla orizzontale per C e dista $H/3$ dal piede. Per determinare S_{ar} occorre conoscere il **coefficiente di spinta attiva di Rankine**:

$$K_{ar} = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}$$

che fornisce gli stessi valori di K_{ac} di Coulomb-Muller-Breslau per $\beta=0$ e $\beta=90^\circ$. Sostituendo il valore di K_{ar} nella espressione riportata di seguito:

$$S_{ar} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ar}$$

si ottiene il valore massimo della spinta attiva.

Per determinare S_p occorre conoscere il **coefficiente di spinta passiva di Rankine**:

$$K_{pr} = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}$$

Sostituendo il valore di K_{pr} nella espressione riportata di seguito:

$$S_{pr} = \frac{1}{2} \gamma p^2 K_{pr}$$

si ottiene il valore massimo della spinta passiva.

La teoria di Rankine fornisce soluzioni equilibrate e compatibili, pienamente giustificate dal calcolo a rottura nel caso di spinta attiva entro i seguenti limiti:

$$\beta = 90^\circ \quad \varepsilon < \varphi \quad \delta = 0^\circ$$

Spinta in presenza di acqua

La presenza di acqua a tergo del muro altera più o meno profondamente i valori della spinta, ed è quindi indispensabile tenerne conto nei calcoli.

Nel caso di uno strato di terreno omogeneo a monte del muro con la presenza di una falda, se si indica con:

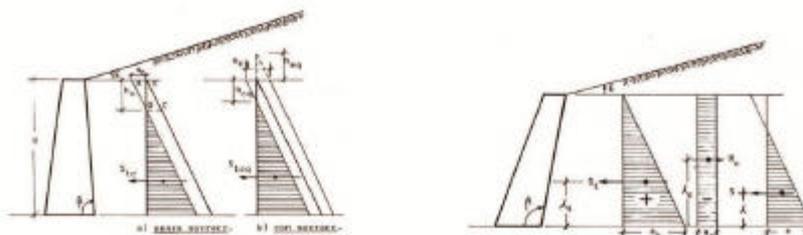
S_{hi} = Componente orizzontale della spinta attiva

S₁ = Spinta dovuta allo strato 1 sovrastante il terreno sommerso

S₂ = Spinta dello strato 2 per l'effetto del carico dovuto allo strato 1 sovrastante

S₃ = Spinta dello strato 2 (terreno immerso)

S₄ = Spinta idrostatica



λ_i = ordinata della spinta lesima
 si ottiene, sommando gli effetti e introducendo la componente orizzontale Sh_1 dello strato non immerso, una spinta totale pari a:

$$S_{ti} = S_{h1} + S_2 + S_3 + S_4$$

con punto di applicazione a:

$$\lambda = \frac{S_{h1}\lambda_1 + S_2\lambda_2 + S_3\lambda_3 + S_4\lambda_4}{S_{ti}}$$

Effetti della coesione

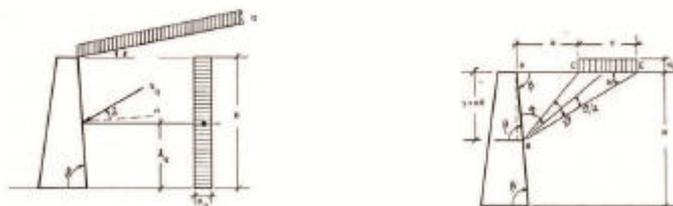
Nei terreni dotati di coesione si manifesta, all'atto della rottura, una resistenza di segno opposto alla spinta attiva, che è costante per tutta l'altezza del muro in assenza di fessure nello strato superficiale del terreno di monte.
 Indicando con K_a il coefficiente di spinta attiva, risulta una spinta complessiva pari a:

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a - 2CH\sqrt{K_a}$$

Tuttavia, per tenere conto del possibile annullamento della resistenza a taglio del terreno fino ad una profondità h_c per la presenza di lesioni superficiali più o meno profonde nel terreno, occorre introdurre un termine correttivo che annulli l'effetto della coesione nello strato fessurato.

Definita con h_{cq} la profondità della trancia instabile è possibile ottenere in presenza di sovraccarico ripartito q la spinta complessiva.

La spinta complessiva per il terreno dotato di coesione, in presenza di sovraccarico q e tenendo conto della trancia instabile, si scrive come:



$$S_{tcq} = 1/2 \gamma H^2 K_a - 2CH\sqrt{K_a} + \frac{(2C\sqrt{K_a} - qWK_a)^2}{2\gamma K_a} + qWHK_a$$

dove:
$$W = \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \epsilon)}$$

che si applica ad una distanza dal piede del muro pari a:

$$\lambda_{tcq} = \frac{1}{3}(H - h_{cq})$$

Effetti del sovraccarico

Nel calcolo della spinta attiva è possibile tenere conto del contributo fornito da un sovraccarico presente sul terreno di monte.

Vengono considerati i seguenti sovraccarichi:

- uniformemente ripartito
- nastriforme

Nel calcolo della spinta passiva dovuta al terreno di valle non viene tenuto conto del contributo dovuto al sovraccarico.

Carico uniformemente ripartito

Con riferimento alla figura seguente, la pressione è costante per tutta l'altezza del muro. Il conseguente diagramma delle pressioni è rettangolare, con baricentro a metà altezza.

Nella pratica di calcolo si è trasformato il sovraccarico q in altezza di terra equivalente:

$$h_{eq} = \frac{qW}{\gamma}$$

che viene introdotta nella formula complessiva della spinta del terreno e del sovraccarico:

$$Stq = 1/2 \gamma H^2 K_a \left(1 + \frac{2h_{eq}}{H}\right)$$

Carico nastriforme

Questo tipo di sovraccarico (che riveste particolare importanza nel settore stradale) viene considerato mediante la soluzione di Terzaghi.

La pressione alla profondità generica y è espressa dalla:

$$p_y = \frac{2qnW}{\pi} (\theta - \sin\theta \sin 2\eta)$$

Effetti del sisma

Gli effetti del sisma possono essere considerati attraverso un'analisi pseudo-statica eseguita nel rispetto di una delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" comma D intitolato "Opere di sostegno dei terreni."
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" allegato 4 intitolato "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni"

Verifica secondo il D. M. 1996

➤ Calcolo dell'incremento di spinta

Se si indica con S ($S = 6, 9, 12$) il **grado di sismicità** della zona, definito da uno dei tre valori riportati, il coefficiente di intensità sismica da introdurre nei calcoli è espresso come:

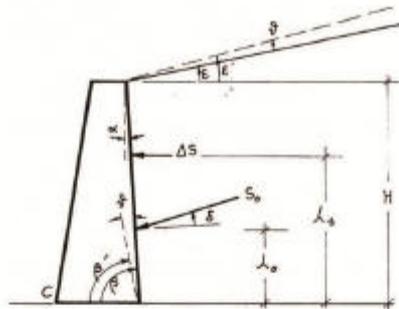
$$C = \frac{S-2}{100}$$

Inoltre definite le quantità:

F_0 = spinta esercitata dal terreno in condizioni statiche;

$\alpha = 90^\circ - \beta$ inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale, positivo in senso orario;

δ = inclinazione del terreno, positiva se antioraria;



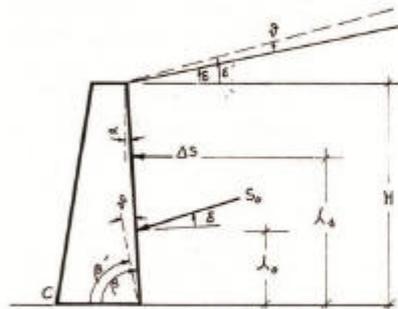
$$A = \frac{\cos^2(\alpha + \theta)}{\cos^2 \alpha \cos \theta}$$

si calcola la spinta con il metodo di Coulomb, tenendo conto di eventuali sovraccarichi e/o della eventuale coesione per i seguenti valori angolari modificati:

$$\varepsilon^1 = \varepsilon + \theta \quad \alpha^1 = \alpha + \theta \quad \beta^1 = \beta - \theta$$

che corrisponde ad una rotazione uguale a θ del sistema muro-massa spingente intorno al centro C di rotazione e verso l'esterno.

La spinta sismica si ottiene da:



$$F_s = A F' \quad \text{dove} \quad F' = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

una volta noto F' , ed il conseguente incremento di spinta si ottiene come:

$$\Delta F = F_s - F_0$$

che passa ad una distanza dal piede $\lambda_s = \frac{2}{3} H$.

➤ **Forza d'inerzia**

Se si indica con G_m il peso del muro per unità di lunghezza, si indica con:

$$F_i = C G_m$$

la forza d'inerzia per unità di lunghezza del muro.

➤ **Sovraccarico**

Se è presente un sovraccarico q uniformemente ripartito, si trasforma lo stesso in altezza di terra equivalente e si procede nel modo già visto. Se agisce un altro tipo di carico, oltre alla spinta statica viene determinata anche una spinta dinamica introducendo il valore W' ottenuto esprimendo il parametro W in funzione degli angoli β^1 e ε^1 :

$$W' = \frac{\sin \beta^1}{\sin(\beta^1 + \varepsilon^1)}$$

Verifica secondo l'Ordinanza 3274

➤ **Calcolo della spinta**

Se si indica con:

S il fattore di sito, che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione;

ag l'accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

r il fattore di riduzione;
 i coefficienti sismici orizzontale (kh) e verticale (kv) da introdurre nei calcoli sono espressi come:

$$kh = S \frac{ag}{g} \frac{1}{r} \quad kv = 0,5 kh$$

La risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno si scrive come:

$$Ed = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm kv) KH^2 + Ews$$

dove: H è l'altezza del muro;
 Ews è la spinta idrostatica;
 γ^* è il peso specifico del terreno (definito in seguito);
 K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);

e viene applicata a metà altezza del muro in assenza di studi più dettagliati che prendano in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, o ad un terzo dell'altezza del muro nel caso in cui lo stesso sia libero di ruotare intorno al piede.

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, che per stati di spinta attiva assume la forma:

$$\varepsilon \leq \phi - \theta: \quad K = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\sin(\beta - \theta - \delta) \sin(\beta + \varepsilon)} \right]^2}$$

$$\varepsilon > \phi - \theta: \quad K = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta - \delta)}$$

mentre per stati di spinta passiva si esprime come:

$$K = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \beta \sin(\beta + \theta) \left[1 - \frac{\sin \varphi \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\sin(\beta + \varepsilon) \sin(\beta + \theta)} \right]^2}$$

La formula per stati di spinta passiva deve essere in generale usata nel caso di muro a parete verticale ($\beta = 90^\circ$). Per definire l'angolo θ e il peso specifico γ^* è necessario distinguere i due casi di presenza e assenza di falda.

Livello di falda al di sotto del muro di sostegno

$$\gamma^* = \gamma \text{ peso specifico del terreno} \quad \tan \theta = \frac{kh}{1 \pm kv}$$

Terreno impermeabile in condizioni dinamiche al di sotto del livello di falda

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad \tan \theta = \frac{kh}{1 \pm kv}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;
 γ_w è il peso specifico dell'acqua.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, per le quali è necessario considerare il terreno in stato di riposo, e aventi muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta Pd = S \frac{ag}{g} \gamma H^2$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro.

➤ **Forza d'inerzia**

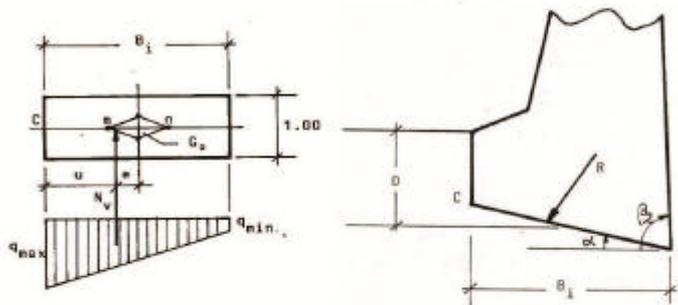
L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici precedentemente definiti: la componente verticale dell'azione sismica viene considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli. Se si indica con Gm il peso del muro per unità di lunghezza, si indicano con:

$$F_{iO} = kh Gm \quad F_{iV} = \pm kv Gm$$

le componenti della forza d'inerzia per unità di lunghezza del muro.

Pressione limite

La capacità portante limite del terreno sul quale è appoggiata la fondazione del muro può essere calcolata con la formula generalizzata di J. BRINCH-HANSEN.



Indicando con:

- D = profondità media del piano di fondazione;
- Ci = coesione dello strato di fondazione;
- γ_i = peso specifico dello strato di fondazione;
- ϕ_i = angolo d'attrito dello strato di fondazione;
- qi = carico totale (terra + eventuale sovraccarico permanente) agente sul terreno antistante il muro;
- Bi = larghezza della fondazione;
- α = inclinazione del piano di fondazione, positiva se A è a profondità maggiore di C;
- β_2 = inclinazione del paramento interno del muro;

la **portanza unitaria limite** è fornita dalla seguente equazione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_i B (N_\gamma S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma) + C_i (N_c S_c d_c i_c b_c g_c) + q_i (N_q S_q d_q i_q b_q g_q)$$

nella quale i termini entro parentesi sono calcolabili come segue:

- a) Larghezza ridotta per l'eccentricità del carico:

$$\bar{B} = Bi - 2e$$

- b) Fattori di capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi_i} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi_i$$

$$N_q = 1.5 + 2(N_c + 1) \tan g \varphi_i$$

- c) Fattori di forma
 Per fondazioni rettangolari con $L > B$ si assume:

$$S_r = 1 - 0.4 \frac{\bar{B}}{L}$$

$$S_q = 1 + \frac{\bar{B}}{L} \tan g \varphi_i$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q \bar{B}}{N_c L}$$

- d) Fattori di profondità

Per $D \leq \bar{B}$:

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan g \varphi_i (1 - \sin \varphi_i)^2$$

Per $D > \bar{B}$:

$$d_q = 1 + 2 \tan g \varphi_i (1 - \sin \varphi_i)^2 \tan g^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$$

In entrambi i casi:

$$d_r = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan g \varphi_i}$$

- e) Fattori per l'inclinazione della risultante:

Posto:

$$F_h = (S_{ah} - S_{ph}) \cos \alpha \quad F_v = N_v$$

(S_{ah} , S_{ph} sono rispettivamente la componente orizzontale della spinta attiva e passiva), si assume secondo VESIC:

$$m = \frac{2 + \bar{B}/L}{1 + \bar{B}/L}$$

$$i_r = \left[1 - \frac{F_h}{F_v + \bar{B} L C_i \operatorname{ctg} \varphi_i} \right]^{m+1} \quad (\text{per } F_v \text{ vedi figura precedente})$$

$$i_q = \left[1 - \frac{F_h}{F_v + \bar{B} L C_i \operatorname{ctg} \varphi_i} \right]^m \quad (\text{per } F_v \text{ vedi figura precedente})$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan g \varphi_i}$$

- f) fattori per l'inclinazione della fondazione ($\alpha > 0$):

$$b_q = (1 - \alpha \tan g\varphi)^2 \quad \alpha \text{ in radianti}$$

$$b_r = b_q$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_r}{N_q \tan g\varphi}$$

g) fattori per l'inclinazione del piano di campagna ($\omega > 0$):

$$g_r = (1 - \tan g\omega)^2$$

$$g_r = g_q \quad (\omega \text{ in radianti})$$

$$g_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

L'espressione generalizzata si semplifica notevolmente nei casi seguenti:

Terreni privi di coesione

Si possono includere in questa categoria anche i terreni dotati di piccoli valori della coesione e con un angolo di attrito $> 20^\circ$.

In tal caso, ponendo con sufficiente approssimazione ai fini tecnici: $C_i = 0$ l'espressione generale diviene:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_i \bar{B} (N_r S_r i_r b_r g_r) + q_i (N_q S_q d_q i_q b_q g_q)$$

I vari fattori assumono i valori già visti.

Terreni dotati di sola coesione

Qualora C_i assuma valori di rilievo e l'angolo d'attrito φ_i sia inferiore a $12-15^\circ$, si può considerare il terreno come eminentemente coesivo ed operare le variazioni che seguono:

$$q_{lim} = q_i + C_u N_c^o S_c^o d_c^o i_c^o b_c^o g_c^o$$

nella quale:

C_u = valore ultimo sperimentale della coesione in condizioni non drenate: $C_u \approx cf$

Si pone, di norma: $C_u = 3/4 cf$

$$N_c^o = 2 + \pi \quad \text{è il fattore di capacità portante}$$

$$q_i = \gamma_i D \quad \text{è il peso unitario del terreno anteriore}$$

fattore di forma:

$$S_c^o = 1 + 0.2 \frac{\bar{B}}{L}$$

fattore di profondità:

$$d_c^o = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \quad \text{se } D \leq \bar{B}$$

$$d_c^o = 1 + 0.4 \tan g^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad \text{se } D > \bar{B}$$

Fattore di inclinazione del carico:

$$m = \frac{2 + \bar{B}/L}{1 + \bar{B}/L}$$

$$i_c^\circ = 1 - \frac{mH}{BLC_u N_c^\circ}$$

Fattore d'inclinazione del piano di posa

$$b_c^\circ = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2} \quad (\text{in radianti})$$

Fattore di inclinazione del piano di campagna

$$g_c^\circ = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2} \quad (\text{in radianti})$$

e inoltre, posto:

$$N_\gamma^\circ = -2 \sin \omega$$

$$S_\gamma^\circ = 1 - 0.4 \bar{B}/L$$

occorre aggiungere nell'espressione di q_{lim} l'ulteriore termine:

$$T_\omega^\circ = \frac{1}{2} \gamma_1 \bar{B} N_\gamma^\circ S_\gamma^\circ$$

Sollecitazione sui pali di fondazione

La determinazione delle sollecitazioni sui pali viene realizzata mediante l'impiego della nota formula di Navier:

$$N_i = \frac{PA_i}{\sum A_i} \pm M_x \frac{x_i A_i}{\sum A_i x_i^2}$$

Il calcolo effettuato è di tipo iterativo e permette di tenere conto della resistenza a trazione dei pali.

Nel caso tutti i pali risultino compressi, il programma effettua un unico ciclo e quindi determina le sollecitazioni con la formula riportata sopra.

Nel caso in cui siano presenti pali tesi è possibile procedere nei seguenti modi:

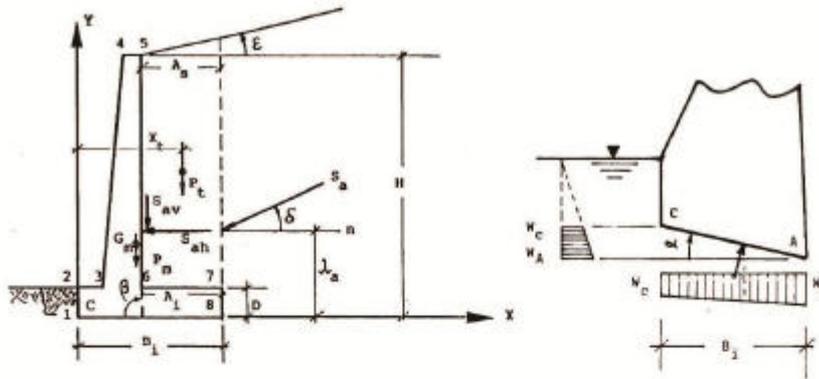
1. trascurare la resistenza a trazione dei pali (0 %):
 il programma procede con cicli successivi per il calcolo dei parametri geometrici e delle sollecitazioni, trascurando i pali che risultano in zona tesa.
2. considerare una percentuale di resistenza a trazione dei pali (n %):
 il programma procede con cicli successivi per il calcolo dei parametri geometrici e delle sollecitazioni, tenendo conto della presenza dei pali tesi, la cui resistenza a trazione viene considerata in base alla percentuale assegnata.

Verifiche di stabilità

Le verifiche che vengono effettuate su muri a gravità e a mensola riguardano:

- ✓ la sicurezza alla traslazione (slittamento verso valle)
- ✓ la sicurezza alla rotazione (ribaltamento)
- ✓ la sicurezza alla rottura del terreno di fondazione

Muri a mensola



Equilibrio alla traslazione

La verifica consiste nell'accertare che la forza S_{ah} non provochi lo scorrimento del piano di appoggio della fondazione sul terreno.

Lo sforzo normale compressivo assume il valore:

$$N = (P_m + P_t + S_{av}) \cos \alpha + S_{ah} \sin \alpha - \frac{WmB_i}{\cos \alpha}$$

mentre il coefficiente di sicurezza alla traslazione diviene nel caso generico di fondazione inclinata:

$$K_t = \frac{\left[(P_m + P_t + S_{av}) \cos \alpha + S_{ah} \sin \alpha - \frac{WmB_i}{\cos \alpha} \right] f + \frac{Cbi}{\cos \alpha}}{S_{ah} \cos \alpha} \geq 1.5$$

dove

$$\frac{WmB_i}{\cos \alpha}$$

rappresenta la sottospinta idrostatica in presenza di falda, che consente la soluzione del problema.

Equilibrio alla rotazione

Si deve accertare che il muro non ruoti attorno al punto C; quindi è necessario effettuare un confronto tra i momenti di rovesciamento e i momenti di stabilità.

Momento di rovesciamento:

$$Mr_1 = S_{ah} \lambda_a$$

$$Mr_2 = \frac{WmB_i}{\cos \alpha} \quad (\text{di = braccio della sottospinta idrostatica})$$

Momenti di stabilità:

$$Ms_1 = P_m x b \quad \text{momento dovuto al peso del muro}$$

$$Ms_2 = S_{av} B_i \quad \text{momento dovuto alla componente della Spinta}$$

$$Ms_3 = P_t x t \quad \text{momento dovuto al peso del terreno sulla ciabatta di fondazione}$$

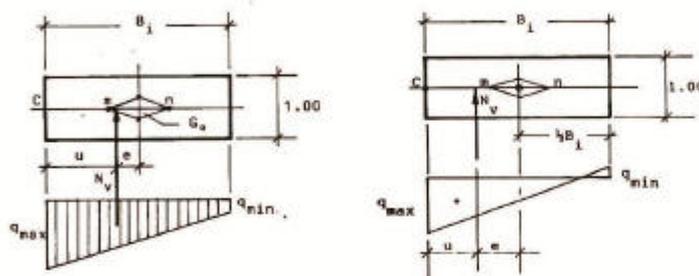
Da cui il **coefficiente di sicurezza al ribaltamento** si ottiene come:

$$K_r = \frac{Pmxb + SavBi + Ptxt}{Sah\lambda\alpha + \frac{WmBidi}{\cos\alpha}} \geq 1.5$$

Verifica della portanza del terreno

La verifica viene eseguita come dettato dal D.M. LL.PP. 11/03/88 "Nuove norme tecniche per terreni, opere di sostegno e fondazioni" al punto D.4.4, che prescrive che la verifica deve essere eseguita "tenendo conto dell'inclinazione ed eccentricità della risultante delle forze trasmesse dal muro al terreno di fondazione. Il coefficiente di sicurezza non deve risultare minore di 2."

Il programma scompone la risultante delle forze secondo le direzioni normale e tangenziale al piano di fondazione ed esegue il rapporto con la risultante della pressione limite applicata alla larghezza della base effettivamente reagente, che può risultare inferiore alla larghezza geometrica perché ridotta per effetto dell'eccentricità del carico.



Il coefficiente di sicurezza K_q risulta:

$$K_q = \frac{B q_{sm}}{N_v} \quad (\text{verificato se maggiore di 2})$$

dove:

B = larghezza della base effettivamente reagente.

q_{sm} = pressione limite che può essere fornita introducendo direttamente il valore desunto dalla relazione geognostica od in alternativa calcolata dal programma secondo la formula di J.BRINCH-HANSEN (1) (vedi paragrafo seguente).

N_v = componente normale al piano di fondazione delle forze trasmesse dal muro.

Per completezza il programma calcola l'andamento delle pressioni fornendo i valori minimo e massimo ed eseguendo un'ulteriore controllo, segnalando il valore negativo di verifica se maggiore di q_{sm}.

La verifica consiste nell'accertarsi che la pressione di contatto muro-terreno non superi la pressione ammissibile.

Indicando con:

ΣMr = somma dei momenti di rovesciamento

ΣMs = somma dei momenti stabilizzanti

N_v = somma delle forze perpendicolari alla superficie della fondazione

definiamo:

$$u = \frac{\Sigma Ms - \Sigma Mr}{N_v} \quad \text{ed} \quad e = \frac{B_i}{2} - u$$

da cui se

$$e \leq \frac{B_i}{6}$$

il centro di pressione risulta interno al terzo medio per cui le pressioni sul terreno si calcolano con la nota formula:

$$q = \frac{Nv \cos \alpha}{Bi} \left(1 \pm \frac{6e \cos \alpha}{Bi} \right)$$

e vanno confrontate con la pressione ammissibile del terreno di fondazione.

Nel caso il centro di pressione risulti esterno al terzo medio (generando modeste tensioni di trazione), la pressione sul terreno si calcola impiegando la consueta formula:

$$q = \frac{2Nv}{3uBi}$$

Verifica di stabilità globale

Il calcolo è realizzato con il **metodo di Janbu**

Il metodo di Janbu assume arbitrariamente la posizione dei punti di applicazione delle risultanti degli sforzi normali in corrispondenza delle linee di separazione fra le strisce e lungo le intersezioni di queste ultime con la curva di rottura.

In tal modo non è soddisfatto l'equilibrio dei momenti dell'ultima striscia, avendo imposto una condizione sovrabbondante rispetto a quelle strettamente necessarie per la soluzione.

L'errore tuttavia si mantiene piccolo, ed influenza solo la posizione della line of thrust incidendo poco sul valore del coefficiente di sicurezza.

Tale metodo può essere adoperato per superfici circolari ed irregolari consentendo una buona velocità di calcolo.

Teoria del metodo di Janbu (completo)

La principale ipotesi del metodo di Janbu è quella di considerare noti i punti di applicazione delle forze di interstriscia orizzontali. Questo metodo consente l'analisi di stabilità per qualsiasi forma della superficie di rottura.

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

$$F = \frac{\sum_1^n \left(\frac{c_i b_i + (W_i - \Delta X_i - u_i l_i) \tan \phi}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{F}} \right) b_i (1 + \tan^2 \alpha_i)}{(E_o - E_s) + \sum_1^n [(W_i - \Delta X_i) b_i \tan \alpha_i]}$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia _{verticale} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia _{verticale}, c_i e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia, E_o ed E_s rappresentano le eventuali forze orizzontali agli estremi della superficie di scorrimento analizzata, ΔX_i è la variazione delle forze di taglio di interstriscia. La soluzione del problema avviene per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nel secondo membro dell'espressione in modo da determinare un secondo valore dall'espressione. L'iterazione va avanti finché i valori del coefficiente calcolati in due passi di iterazione successivi risultano coincidenti.