






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

 STUDIO CORONA Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211	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: GA&M Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	ARKE' INGEGNERIA S.r.l. Via Impresatore, Trapano (TP) - 70126 Bari 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. Valerio 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 PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. LO203 E 1801			NOME FILE IA02-P00OS01STRE02_B.dwg		REVISIONE B	SCALA: -----
CODICE ELAB. P00OS01STRRE02						
C						
B	EMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO INTERMEDIO DI VERIFICA ITCF-C186001-14-ATF-RA-00001		FEBBRAIO 2019	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMISSIONE		SETTEMBRE 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	MATERIALI	4
3.1	Calcestruzzo	4
3.2	Acciaio	5
4	PARAMETRI GEOTECNICI	6
4.1	Scavi e riempimenti	8
5	AZIONE SISMICA	9
6	SOLLECITAZIONI IN TESTA AI PALI	13
6.1	Sollecitazioni SLU	13
6.2	Sollecitazioni SLErare	13
6.3	Sollecitazioni SLEFreq	13
6.4	Sollecitazioni SLEqp	13
7	CRITERI DI VERIFICA	14
7.1	Calcolo della capacità portante limite	16
7.2	Calcolo del carico limite orizzontale	19
7.3	Cedimenti	25
7.4	Sollecitazioni sul palo	26
7.5	Verifica armatura palo	34
7.5.1	Verifica in testa ai pali	34
7.5.2	Verifica riduzione di armatura tratto 1	38
7.5.3	Verifica riduzione di armatura tratto 2	43
8	CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E LE VERIFICHE SVOLTE	48
8.1	Allegato 1 validazione RC-SEC	49
8.2	Allegato 2 validazione PRO_MST	72

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).

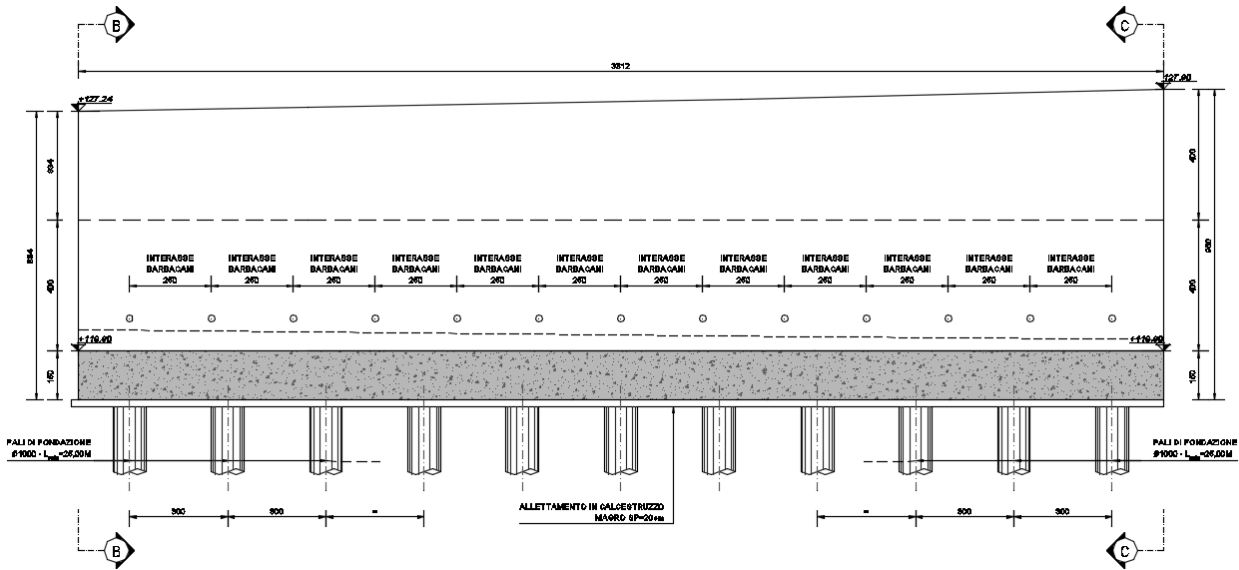


Figura 1: Prospetto

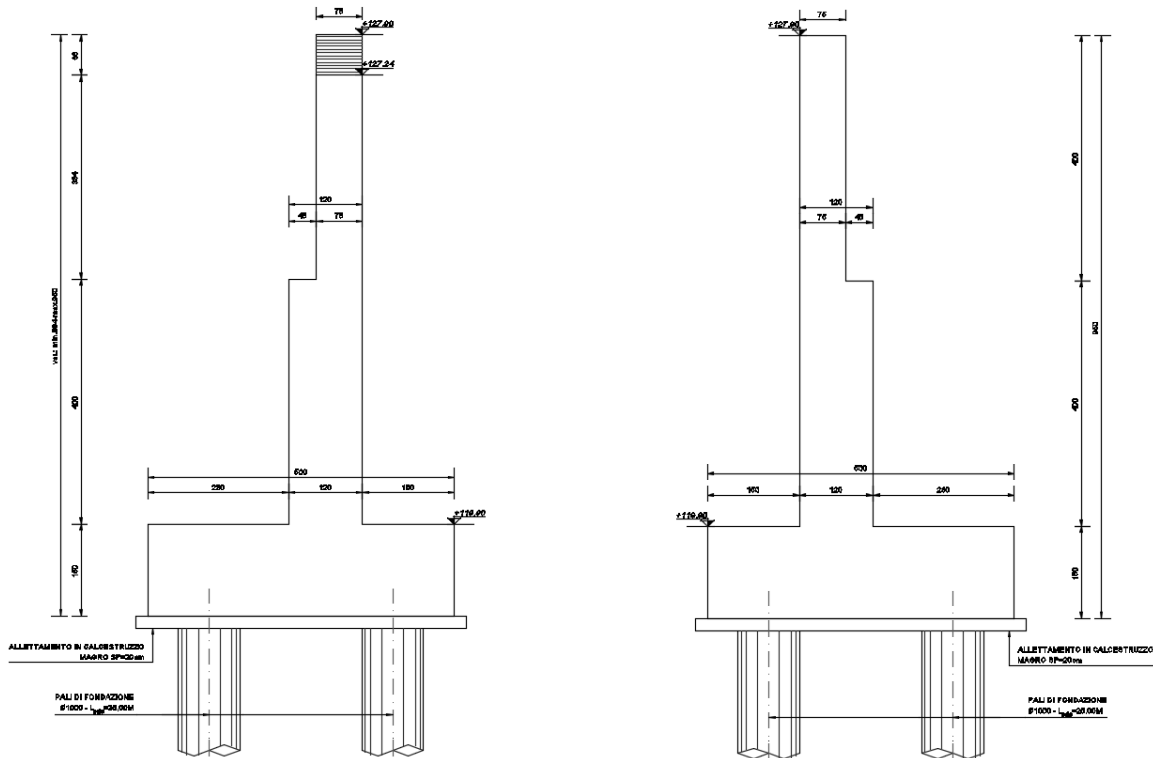


Figura 2: Sezione trasversale concio 1 e 2

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
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	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:

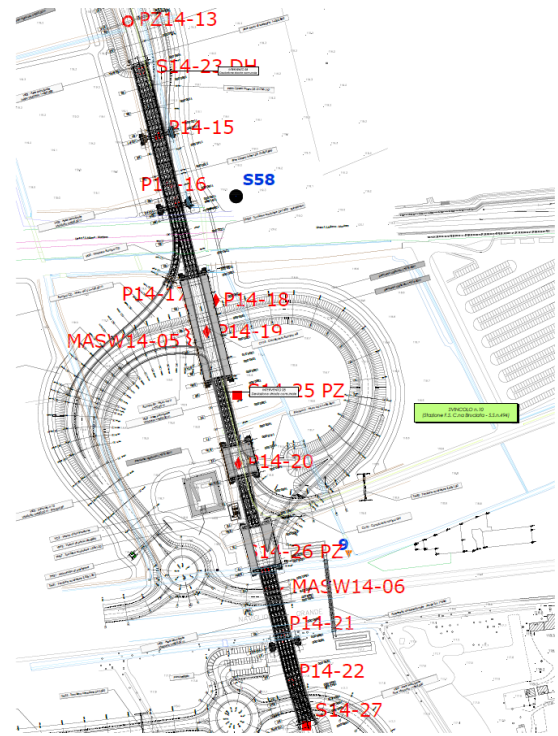
	DR	γ_t	Φ'	c'	LL	Cu	E
	(%)	(kN/m ³)		(kPa)	(%)	(kPa)	(MPa)
Unità Ug1	40-70	18.5-19.5	28°-38°	0	---	0	20-40
Unità Ug2	---	18-20	26°-35°	0	26-36	0	20-40
Unità Ug3		18-19	20°-30°	0	26-34	15-30	21-32

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					Ripporto di ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa con frammenti di laterizi
3						
4	4.00		RI	1	4.5-5.00	Sabbia media con ghiaia e ciottoli marrone
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	
10						Sabbia medio grossa a tratti debolmente ghiaiosa
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:

STRATO 1 (G3) - sino a 11 m sotto la q.i.p.

Ghiaia con sabbia

Angolo di attrito interno: 33°

Peso specifico: 19.0 kN/m^3 .

STRATO 2 (S1) - sino a 30 m sotto la q.i.p.

Sabbia

Angolo di attrito interno: 33°

Peso specifico: 19.0 kN/m^3 .

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 T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.1)} = 1898$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* 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 T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_C^* 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 $\psi_E = 0.2$

- q Coefficiente di struttura
- η $1/q$
- a_g Accelerazione orizzontale massima al sito
- T_C^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
- F_0 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

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

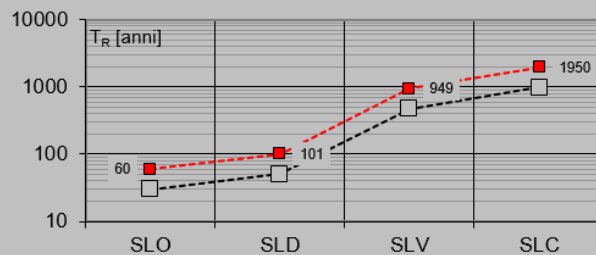
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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

$S_s =$

$C_c =$ info

Categoria topografica info

$h/H =$

$S_T =$ info

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)

$\eta =$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_e

Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto

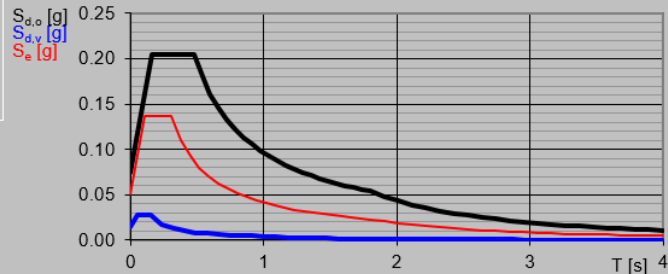
Fattore q_v

$\eta =$ 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)

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

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

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

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

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

N_f	X_f [m]	D_m [m]	N_i [kN]	T_i [kN]
1	4.000	1.500	182.81	850.42
2	1.000	1.500	-3285.81	850.42

Legenda

N_f	numero della fila di pali
X_f	ascissa della fila di pali
D_m	distanza della fila dal punto centrale della fondazione
N_i	Sforzo normale agente su ogni palo dell'i-esima fila
T_i	Sforzo di taglio agente su ogni palo dell'i-esima fila

6.2 SOLLECITAZIONI SLERARE

Sforzi alla testa dei pali

N_f	X_f [m]	D_m [m]	N_i [kN]	T_i [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

N_f	X_f [m]	D_m [m]	N_i [kN]	T_i [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

N_f	X_f [m]	D_m [m]	N_i [kN]	T_i [kN]
1	4.000	1.500	-793.91	509.70
2	1.000	1.500	-2150.36	509.70

7 CRITERI DI VERIFICA

Per quanto attiene alla verifica dei pali di fondazione, secondo le indicazioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" 2018, le verifiche di sicurezza relative allo Stato Limite Ultimo e in condizioni sismiche, con riferimento alla combinazione di Salvaguardia della Vita (SLV) impongono che:

$$Ed \leq Rd$$

essendo Ed il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed Rd il valore di progetto della resistenza del terreno.

Rimandando al N.T.C. per i dettagli, le verifiche saranno svolte con la seguente combinazione:

Approccio 2 "A1+M1+R3";

Nel seguente prospetto sono indicati i coefficienti parziali da applicare ai principali parametri fisico-meccanici del terreno:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

I coefficienti parziali da applicare alle Resistenze per carichi assiali, risultano i seguenti:

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.

Il coefficiente parziali da applicare alle Resistenze per carichi trasversali invece, risulta il seguente:

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

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

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.

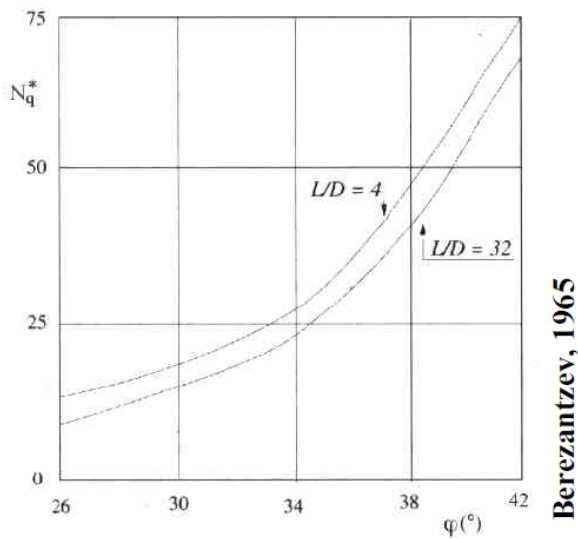
7.1 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ del singolo palo si basa sull' equazione:

Nel calcolo della resistenza della capacità portante limite per pali di grande diametro si considera il seguente grafico per il calcolo di N_q^* di Berezantzev, 1965.

CARICO LIMITE

Pali di grande diametro



CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

OPERA: OS01

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (Ap): 0.785 (m²)
Carico massimo sul palo Nd = 3286 (kN) Lpalo= 25.00 (m)
(Comb. A1+M1+R3)

Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

ξ
1.65

Coefficienti parziali γ_r da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

R3 Pali trivellati
 γ_b 1.35
 γ_s 1.15

Coefficiente parziale γ_t per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3
 γ_t 1.3

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
1	Ghiaia fald	25.00	25.00	9.00	9.00	15.00	33.00	0.47	0.00	0.00	0.00

LEGENDA

- ΔH_i spessore dello strato
- H_f profondità dello strato dal p.c.
- γ_n peso specifico del terreno naturale
- γ' peso specifico efficace
- N_{SPT} Numero colpi al piede (solo granula)
- ϕ angolo di attrito (solo granulari)
- K rapporto tra σ_n/σ_v
- c_u coesione non drenata (solo coesivi)
- c_a adesione (solo coesivi)

(per il corretto funzionamento del foglio di calcolo si è indicato $\gamma_n=\gamma'$)

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
1		25.00	25.00	9.00	9.00	15.00	33.00	0.47	0.00	0.00	0.00

A_b	Area della base del palo	0.79	[m ²]
σ_{vL}	Pressione geostatica di base	225	[kPa]
$N_q = \nu B_k$	Coeff. di pressione geostatica	23	
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]
N_c	Coeff. di coesione	0	
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	4570.04	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	2049.34	[kN]

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

		$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{n,med}$		C_a	s
$\sigma_{n,1}$	tensione laterale strato 1°	0	225	112.5	52.875	[kPa]	0.00	34.34
$\sigma_{n,2}$	tensione laterale strato 2°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,3}$	tensione laterale strato 3°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,4}$	tensione laterale strato 4°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,5}$	tensione laterale strato 5°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,6}$	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,7}$	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,8}$	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,9}$	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	2696.86	[kN]	Peso proprio palo	490.87	[kN]
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	1419.40	[kN]			

Si considera il contributo del peso del palo considerando però che il volume dello stesso va a sostituire un egual volume di terreno:

$\gamma_{terreno}$	19 kN/mc
γ_{cls}	25 kN/mc
Peso palo =	491 kN
Peso terreno =	373 kN
$\Delta W =$	118 kN

N_{slu}	3286	Q_{punta}	2049
$W*1.35$	159	Q_{lat}	1419
	3445		3469

VERIFICA SODDISFATTA

I pali sono ad interasse di 3 diametri e pertanto si assume un fattore di efficienza $E = 1$. Da qui la portata totale ammissibile di gruppo vale $(Q_{punta} + Q_{lat}) * n^{\circ} \text{pali}$

$n^{\circ} \text{pali}$	18	kN	
PORTATA TOTALE AMM. DI GRUPPO =		62437	
CARICO MASSIMO SULLA PALIFICATA =		27927	VERIFICA SODDISFATTA

(dove 27927 kN deriva dalla risultante agente in fondazione di cui al cap.8.1 della relazione di calcolo di elevazione, considerata su una lunghezza di fondazione di 27.0m: $N_{tot} = (3103/3) * 27 = 27927$)

7.2 CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Metodo di Broms

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia ininfluente e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento. Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

dove:

- γ = peso di volume del terreno
- d = diametro del palo
- z = profondità
- $k_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nelle figure seguenti relativamente al caso di palo "corto" e "lungo" insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali "corti" sono quelli indicati in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali "lunghi" dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Nel caso di palo "corto" l'equilibrio orizzontale fornisce:

- $H_u = 1.5 \gamma L^2 d k_p$

mentre il momento massimo è:

- $M_{max} = 2/3 H_u L$

Occorre comunque verificare la condizione $M_{max} < M_y$ (M_y : momento ultimo del palo).

Per il palo "lungo" il massimo momento lungo il fusto del palo, che si verifica alla profondità f , uguaglia il momento di plasticizzazione; si forma pertanto una seconda cerniera plastica.

L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso fra le due cerniere fornisce:

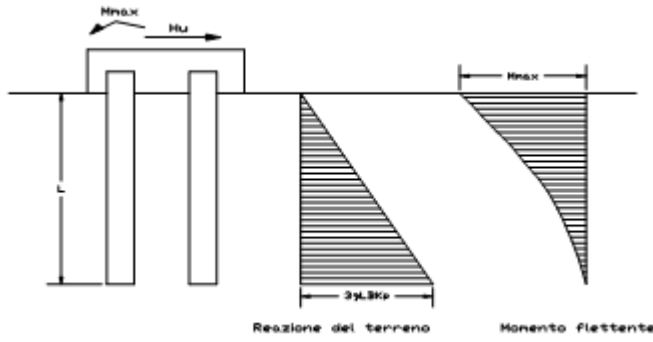
- $H_u (e+2/3f) = 2 M_y$

dove:

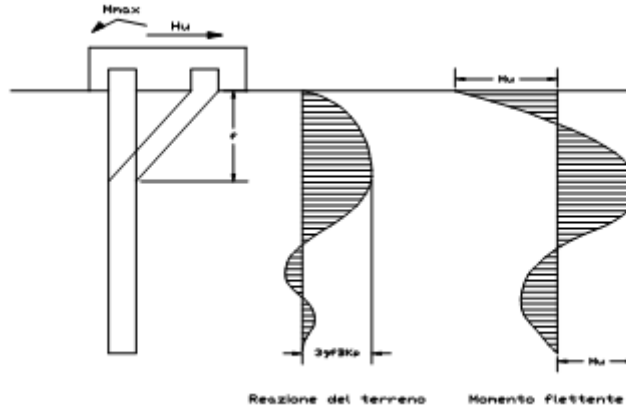
- $f = 0.82 [H_u / (\gamma d k_p)]^{0.5}$.

Schemi di rottura metodo di Broms:

Pali corti:



Pali lunghi



Calcolo del momento di plasticizzazione considerando l'armatura nel primo tratto:

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1000 (mm)
 Raggio = 500 (mm)
 Sforzo Normale = 133 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

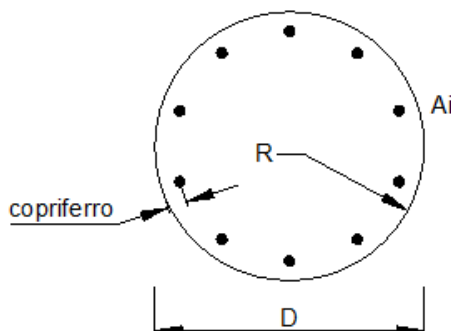
calcestruzzo

Rck = 30 (N/mm²)

$\gamma_{m,c}$ = 2.1

α = 0.8

fcd = Rck / γ_c = 14.29 (N/mm²)



Acciaio

tipo di acciaio

fyk = 450 (N/mm²)

γ_E = 1.00

γ_S = 1.15

fyd = fyk / γ_S / γ_E = 391.3 (N/mm²)

Es = 206000 (N/mm²)

ϵ_{ys} = 0.190%

ϵ_{uk} = 7.500%

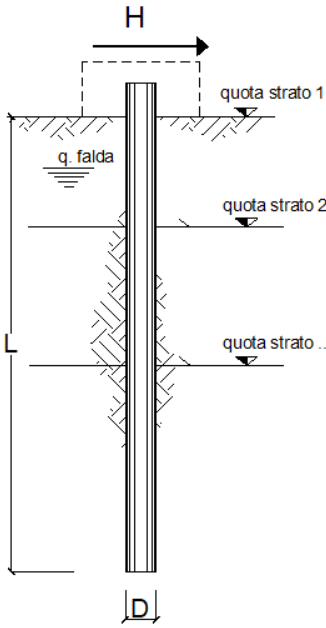
ϵ_{ud} = 6.750%

α = 0.9

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
24	26	12742.30	60
24	26	12742.30	90
0	8	0.00	30

opera **OS01**



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19	9	33	3.39	0
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda 0 (m)
 Diametro del palo D 1.00 (m)
 Lunghezza del palo L 25.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 3150 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

<input checked="" type="radio"/> palo impedito di ruotare				
<input type="radio"/> palo libero				
				Calcolo (ctrl+r)
Palo lungo	H =	1837.0	(kN)	
Palo intermedio	H =	8624.0	(kN)	
Palo corto	H =	31114.2	(kN)	
	Hlim =	1837.0	(kN)	Palo lungo

$R_t = H_{lim} / (\zeta \cdot \gamma) = 1837 \text{ kN} / (1.65 \cdot 1.3) = 856 > T_{max} = 850 \text{ kN}$ OK

Calcolo del momento di plasticizzazione considerando la riduzione di armatura nel secondo tratto:

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1000 (mm)
 Raggio = 500 (mm)
 Sforzo Normale = 133 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

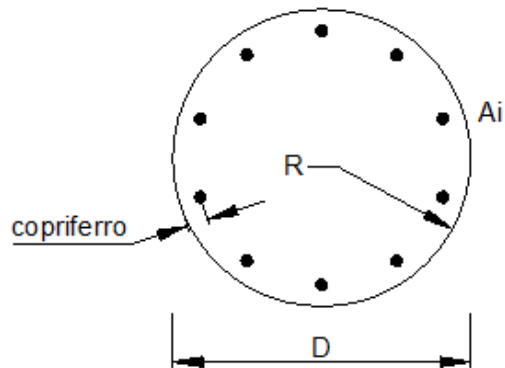
calcestruzzo

Rck = 30 (N/mm²)

$\gamma_{m,c}$ = 2.1

α = 0.8

fcd = Rck / $\gamma_{m,c}$ = 14.29 (N/mm²)



Acciaio

tipo di acciaio

fyk = 450 (N/mm²)

γ_E = 1.00

γ_S = 1.15

fyd = fyk / γ_S / γ_E = 391.3 (N/mm²)

Es = 206000 (N/mm²)

ϵ_{ys} = 0.190%

ϵ_{yk} = 7.500% α = 0.9

ϵ_{yd} = 6.750%

Armature

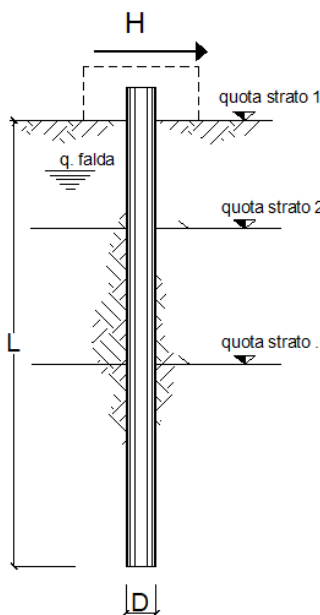
numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
24	26	12742.30	60
0	0	0.00	90
0	0	0.00	30

calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 1785.4 (kN m)

opera **OS01**



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19	9	33	3.39	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2						1.00	0
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda 0 (m)
 Diametro del palo D 1.00 (m)
 Lunghezza del palo L 25.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 1785 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1097.3 (kN)
 Palo intermedio H = 7521.0 (kN)
 Palo corto H = 28621.0 (kN)

Hlim = 1097.3 (kN) Palo lungo

Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

ξ
1.65

Coefficiente parziale γ_t per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3
 γ_t 1.3

$$R_t = H_{lim} / (\xi \cdot \gamma) = 1097 \text{ kN} / (1.65 \cdot 1.3) = 511 > T \text{ al di sotto di 2.00m di profondità (cfr. par.7.4)}$$

In sintesi, considerando la lunghezza di sovrapposizione delle armature, si considererà una doppia gabbia di lunghezza 5.0m costituita da 24 ϕ 26 + 24 ϕ 26. La gabbia esterna avrà lunghezza 12m. Nei tratti successivi si disporranno gabbie di lunghezza massima 12.0m di 8 ϕ 20.

7.3 CEDIMENTI

Il cedimento del palo è ricavato tramite la formula di Poulos e Davis:

$$\delta = (\beta \cdot P_{\max}) / (E \cdot L_u)$$

in cui

$$\beta = 0.5 + \text{Log}(L_u/D);$$

P_{\max} = carico massimo a cui è sottoposto il palo;

E = modulo di deformazione del materiale in cui è ammorsato il palo;

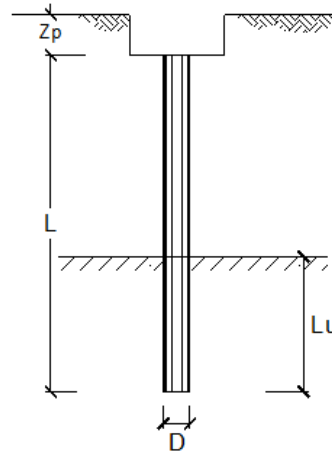
L_u = lunghezza utile

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: OS01

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)
Carico sul palo (P):	2440.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	25.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	25.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	22.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	18	(-)
Spaziatura dei pali (s)	3.0	(m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

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

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 1.90 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{\text{utile}} = \quad 8.42 \quad (\text{mm})$$

7.4 SOLLECITAZIONI SUL PALO

Di seguito si ricavano i momenti agenti in testa al palo per la verifica strutturale:

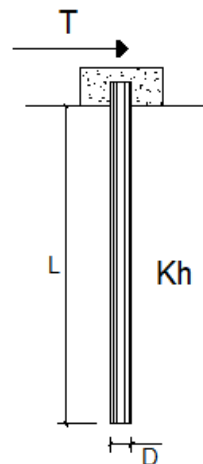
Comb. SLU

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: OS01

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	25	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	850	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E \cdot J / k_h \cdot D)^{1/4}$):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof. (m)	Spost. (cm)	Press. Lat. (N/cm ²)	Rotaz. (rad)	Mom. Flett. (kNm)	Taglio (kN)
0.00	1.260	18.90	0.00000	1910.876	-850.000
0.50	1.246	18.69	-0.00056	1509.460	-755.844
1.00	1.207	18.10	-0.00099	1154.688	-663.737
1.50	1.149	17.23	-0.00132	845.108	-575.308
2.00	1.077	16.15	-0.00155	578.561	-491.782
2.50	0.995	14.93	-0.00170	352.363	-414.028
3.00	0.908	13.62	-0.00178	163.474	-342.618
3.50	0.818	12.27	-0.00181	8.634	-277.865
4.00	0.728	10.92	-0.00179	-115.519	-219.876
4.50	0.640	9.60	-0.00173	-212.358	-168.584
5.00	0.555	8.33	-0.00165	-285.187	-123.790
5.50	0.475	7.13	-0.00155	-337.181	-85.189
6.00	0.400	6.00	-0.00144	-371.345	-52.401
6.50	0.332	4.97	-0.00131	-390.478	-24.991
7.00	0.269	4.04	-0.00118	-397.154	-2.494
7.50	0.213	3.20	-0.00105	-393.710	15.572
8.00	0.164	2.46	-0.00093	-382.240	29.691
8.50	0.121	1.81	-0.00080	-364.598	40.337
9.00	0.084	1.25	-0.00069	-342.405	47.968
9.50	0.052	0.78	-0.00058	-317.061	53.015
10.00	0.025	0.38	-0.00048	-289.754	55.883
10.50	0.004	0.05	-0.00039	-261.480	56.942
11.00	-0.014	-0.21	-0.00031	-233.057	56.529
11.50	-0.028	-0.41	-0.00024	-205.145	54.948
12.00	-0.038	-0.57	-0.00018	-178.259	52.466
12.50	-0.045	-0.68	-0.00012	-152.789	49.318
13.00	-0.050	-0.76	-0.00008	-129.017	45.707
13.50	-0.053	-0.80	-0.00004	-107.131	41.804

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA DEI PALI - OS01

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
14.00	-0.054	-0.82	-0.00001	-87.238	37.754
14.50	-0.054	-0.81	0.00002	-69.381	33.676
15.00	-0.053	-0.79	0.00004	-53.550	29.667
15.50	-0.050	-0.75	0.00005	-39.691	25.800
16.00	-0.047	-0.71	0.00006	-27.717	22.133
16.50	-0.044	-0.66	0.00007	-17.517	18.708
17.00	-0.040	-0.60	0.00008	-8.964	15.552
17.50	-0.036	-0.55	0.00008	-1.918	12.681
18.00	-0.032	-0.49	0.00008	3.765	10.102
18.50	-0.029	-0.43	0.00008	8.232	7.813
19.00	-0.025	-0.37	0.00007	11.626	5.808
19.50	-0.021	-0.32	0.00007	14.086	4.075
20.00	-0.018	-0.27	0.00006	15.743	2.597
20.50	-0.015	-0.23	0.00006	16.722	1.356
21.00	-0.012	-0.18	0.00005	17.135	0.332
21.50	-0.010	-0.15	0.00005	17.087	-0.494
22.00	-0.008	-0.11	0.00004	16.670	-1.145
22.50	-0.006	-0.08	0.00004	15.968	-1.641
23.00	-0.004	-0.06	0.00003	15.052	-2.002
23.50	-0.003	-0.04	0.00003	13.985	-2.246
24.00	-0.001	-0.02	0.00002	12.822	-2.392
24.50	0.000	-0.01	0.00002	11.607	-2.456
25.00	0.000	0.01	0.00001	10.378	-2.453

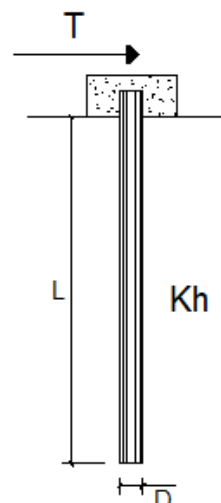
Comb. SLE rare

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: OS01

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L):	25	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	600	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof. (m)	Spost. (cm)	Press. Lat. (N/cm ²)	Rotaz. (rad)	Mom. Flett. (kNm)	Taglio (kN)
0.00	0.890	13.34	0.00000	1348.854	-600.000
0.50	0.879	13.19	-0.00039	1065.501	-533.537
1.00	0.852	12.78	-0.00070	815.074	-468.520
1.50	0.811	12.16	-0.00093	596.547	-406.100
2.00	0.760	11.40	-0.00109	408.396	-347.140
2.50	0.703	10.54	-0.00120	248.727	-292.255
3.00	0.641	9.62	-0.00126	115.393	-241.848
3.50	0.578	8.66	-0.00128	6.095	-196.140
4.00	0.514	7.71	-0.00126	-81.543	-155.206
4.50	0.452	6.78	-0.00122	-149.900	-119.001
5.00	0.392	5.88	-0.00117	-201.308	-87.381
5.50	0.335	5.03	-0.00109	-238.010	-60.134
6.00	0.283	4.24	-0.00101	-262.126	-36.989
6.50	0.234	3.51	-0.00093	-275.632	-17.641
7.00	0.190	2.85	-0.00083	-280.344	-1.760
7.50	0.151	2.26	-0.00074	-277.913	10.992
8.00	0.116	1.74	-0.00065	-269.816	20.958
8.50	0.085	1.28	-0.00057	-257.363	28.473
9.00	0.059	0.89	-0.00049	-241.698	33.859
9.50	0.037	0.55	-0.00041	-223.808	37.422
10.00	0.018	0.27	-0.00034	-204.532	39.446
10.50	0.003	0.04	-0.00028	-184.574	40.194
11.00	-0.010	-0.15	-0.00022	-164.511	39.903
11.50	-0.020	-0.29	-0.00017	-144.808	38.787
12.00	-0.027	-0.40	-0.00012	-125.830	37.035
12.50	-0.032	-0.48	-0.00009	-107.851	34.813
13.00	-0.036	-0.53	-0.00005	-91.071	32.264
13.50	-0.038	-0.56	-0.00003	-75.622	29.509

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)
14.00	-0.038	-0.58	0.00000	-61.580	26.650
14.50	-0.038	-0.57	0.00001	-48.975	23.772
15.00	-0.037	-0.56	0.00003	-37.800	20.941
15.50	-0.036	-0.53	0.00004	-28.017	18.212
16.00	-0.033	-0.50	0.00005	-19.565	15.623
16.50	-0.031	-0.47	0.00005	-12.365	13.206
17.00	-0.028	-0.43	0.00005	-6.327	10.978
17.50	-0.026	-0.38	0.00006	-1.354	8.951
18.00	-0.023	-0.34	0.00005	2.658	7.131
18.50	-0.020	-0.30	0.00005	5.811	5.515
19.00	-0.018	-0.26	0.00005	8.207	4.100
19.50	-0.015	-0.23	0.00005	9.943	2.876
20.00	-0.013	-0.19	0.00004	11.113	1.833
20.50	-0.011	-0.16	0.00004	11.804	0.957
21.00	-0.009	-0.13	0.00004	12.095	0.235
21.50	-0.007	-0.10	0.00003	12.061	-0.349
22.00	-0.005	-0.08	0.00003	11.767	-0.808
22.50	-0.004	-0.06	0.00003	11.271	-1.158
23.00	-0.003	-0.04	0.00002	10.625	-1.413
23.50	-0.002	-0.03	0.00002	9.872	-1.585
24.00	-0.001	-0.01	0.00002	9.051	-1.688
24.50	0.000	0.00	0.00001	8.193	-1.733
25.00	0.000	0.00	0.00001	7.325	-1.731

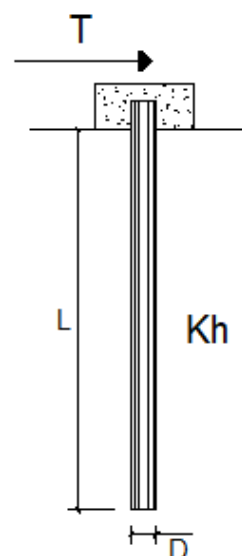
Comb. SLE freq.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: OS01

DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	25	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	583	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4/64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ/k_h \cdot D)^{1/4}$):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spont.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.864	12.97	0.00000	1310.636	-583.000
0.50	0.855	12.82	-0.00038	1035.312	-518.420
1.00	0.828	12.41	-0.00068	791.980	-455.245
1.50	0.788	11.82	-0.00090	579.645	-394.594
2.00	0.739	11.08	-0.00106	396.825	-337.304
2.50	0.683	10.24	-0.00116	241.680	-283.975
3.00	0.623	9.34	-0.00122	112.124	-234.995
3.50	0.561	8.42	-0.00124	5.922	-190.583
4.00	0.499	7.49	-0.00123	-79.232	-150.809
4.50	0.439	6.58	-0.00119	-145.653	-115.629
5.00	0.381	5.71	-0.00113	-195.604	-84.905
5.50	0.326	4.89	-0.00106	-231.266	-58.430
6.00	0.275	4.12	-0.00098	-254.699	-35.941
6.50	0.227	3.41	-0.00090	-267.822	-17.141
7.00	0.185	2.77	-0.00081	-272.401	-1.710
7.50	0.146	2.20	-0.00072	-270.039	10.681
8.00	0.113	1.69	-0.00063	-262.172	20.364
8.50	0.083	1.24	-0.00055	-250.071	27.666
9.00	0.057	0.86	-0.00047	-234.850	32.900
9.50	0.036	0.53	-0.00040	-217.466	36.362
10.00	0.017	0.26	-0.00033	-198.737	38.329
10.50	0.002	0.04	-0.00027	-179.344	39.055
11.00	-0.010	-0.14	-0.00021	-159.850	38.772
11.50	-0.019	-0.28	-0.00016	-140.705	37.688
12.00	-0.026	-0.39	-0.00012	-122.264	35.986
12.50	-0.031	-0.47	-0.00008	-104.795	33.827
13.00	-0.035	-0.52	-0.00005	-88.491	31.350
13.50	-0.037	-0.55	-0.00003	-73.479	28.673

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)
14.00	-0.037	-0.56	0.00000	-59.835	25.895
14.50	-0.037	-0.56	0.00001	-47.587	23.098
15.00	-0.036	-0.54	0.00003	-36.729	20.348
15.50	-0.035	-0.52	0.00004	-27.223	17.696
16.00	-0.032	-0.49	0.00004	-19.010	15.181
16.50	-0.030	-0.45	0.00005	-12.015	12.831
17.00	-0.028	-0.41	0.00005	-6.148	10.667
17.50	-0.025	-0.37	0.00005	-1.315	8.697
18.00	-0.022	-0.33	0.00005	2.583	6.929
18.50	-0.020	-0.29	0.00005	5.646	5.359
19.00	-0.017	-0.26	0.00005	7.974	3.984
19.50	-0.015	-0.22	0.00005	9.661	2.795
20.00	-0.012	-0.19	0.00004	10.798	1.781
20.50	-0.010	-0.15	0.00004	11.469	0.930
21.00	-0.008	-0.13	0.00004	11.753	0.228
21.50	-0.007	-0.10	0.00003	11.720	-0.339
22.00	-0.005	-0.08	0.00003	11.434	-0.785
22.50	-0.004	-0.06	0.00002	10.952	-1.125
23.00	-0.003	-0.04	0.00002	10.324	-1.373
23.50	-0.002	-0.03	0.00002	9.592	-1.540
24.00	-0.001	-0.01	0.00001	8.795	-1.641
24.50	0.000	0.00	0.00001	7.961	-1.684
25.00	0.000	0.00	0.00001	7.118	-1.682

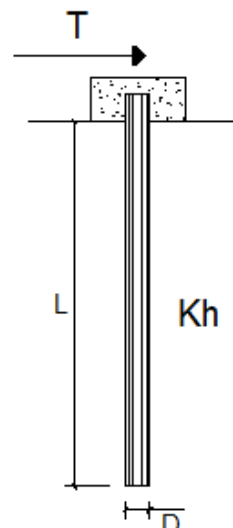
Comb. SLE q.p.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: OS01

DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	25	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	510	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.756	11.34	0.00000	1146.525	-510.000
0.50	0.748	11.21	-0.00033	905.676	-453.506
1.00	0.724	10.86	-0.00059	692.813	-398.242
1.50	0.689	10.34	-0.00079	507.065	-345.185
2.00	0.646	9.69	-0.00093	347.137	-295.069
2.50	0.597	8.96	-0.00102	211.418	-248.417
3.00	0.545	8.17	-0.00107	98.084	-205.571
3.50	0.491	7.36	-0.00108	5.181	-166.719
4.00	0.437	6.55	-0.00107	-69.311	-131.925
4.50	0.384	5.76	-0.00104	-127.415	-101.150
5.00	0.333	5.00	-0.00099	-171.112	-74.274
5.50	0.285	4.28	-0.00093	-202.308	-51.113
6.00	0.240	3.60	-0.00086	-222.807	-31.440
6.50	0.199	2.98	-0.00079	-234.287	-14.994
7.00	0.162	2.42	-0.00071	-238.293	-1.496
7.50	0.128	1.92	-0.00063	-236.226	9.343
8.00	0.098	1.48	-0.00056	-229.344	17.815
8.50	0.073	1.09	-0.00048	-218.759	24.202
9.00	0.050	0.75	-0.00041	-205.443	28.781
9.50	0.031	0.47	-0.00035	-190.236	31.809
10.00	0.015	0.23	-0.00029	-173.852	33.530
10.50	0.002	0.03	-0.00023	-156.888	34.165
11.00	-0.008	-0.13	-0.00019	-139.834	33.918
11.50	-0.017	-0.25	-0.00014	-123.087	32.969
12.00	-0.023	-0.34	-0.00011	-106.955	31.480
12.50	-0.027	-0.41	-0.00007	-91.673	29.591
13.00	-0.030	-0.45	-0.00005	-77.410	27.424
13.50	-0.032	-0.48	-0.00002	-64.278	25.082

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA DEI PALI - OS01

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)
14.00	-0.033	-0.49	0.00000	-52.343	22.652
14.50	-0.032	-0.49	0.00001	-41.629	20.206
15.00	-0.032	-0.47	0.00002	-32.130	17.800
15.50	-0.030	-0.45	0.00003	-23.814	15.480
16.00	-0.028	-0.43	0.00004	-16.630	13.280
16.50	-0.026	-0.40	0.00004	-10.510	11.225
17.00	-0.024	-0.36	0.00005	-5.378	9.331
17.50	-0.022	-0.33	0.00005	-1.151	7.608
18.00	-0.019	-0.29	0.00005	2.259	6.061
18.50	-0.017	-0.26	0.00005	4.939	4.688
19.00	-0.015	-0.22	0.00004	6.976	3.485
19.50	-0.013	-0.19	0.00004	8.451	2.445
20.00	-0.011	-0.16	0.00004	9.446	1.558
20.50	-0.009	-0.14	0.00003	10.033	0.813
21.00	-0.007	-0.11	0.00003	10.281	0.199
21.50	-0.006	-0.09	0.00003	10.252	-0.297
22.00	-0.005	-0.07	0.00002	10.002	-0.687
22.50	-0.003	-0.05	0.00002	9.581	-0.985
23.00	-0.002	-0.04	0.00002	9.031	-1.201
23.50	-0.002	-0.02	0.00002	8.391	-1.348
24.00	-0.001	-0.01	0.00001	7.693	-1.435
24.50	0.000	0.00	0.00001	6.964	-1.473
25.00	0.000	0.00	0.00001	6.227	-1.472

7.5 VERIFICA ARMATURA PALO

7.5.1 VERIFICA IN TESTA AI PALI

Si dispone una doppia gabbia di 24 ϕ 26 esterna e 24 ϕ 26 interna di lunghezza totale 5.0m e spirale ϕ 12/15:

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: palo1000 OS01

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30		
	Resis. compr. di calcolo fcd:	141.60	daN/cm ²	
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80	daN/cm ²	
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²	
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00		
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm ²	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm ²	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
		Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:		4500.0	daN/cm ²	
Resist. snerv. di calcolo fyd:		3913.0	daN/cm ²	
Resist. ultima di calcolo ftd:		3913.0	daN/cm ²	
Deform. ultima di calcolo Epu:		0.068		
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito		
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:		1.00		
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50		
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	50.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	39.0	24	26
2	0.0	0.0	35.0	24	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	15.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	191100	0	85000	0

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	135000	0

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	131100 (38569)	0 (0)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	114600 (38569)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 8.5 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
 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
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	191100	0	0	287202	0	1.503	138.0(11.5)

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00069	0.0	50.0	0.00243	0.0	39.0	-0.00520	0.0	-39.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)

C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000097703	-0.001385171	0.403	0.943

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe:	15.0 cm
Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	85000	157940	102055	79.0	91.0	21.80°	1.000	12.2	14.7(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	125.3	0.0	120.0	-2478	0.0	-39.0	1493	63.7	4.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	121.6	0.0	120.0	-2407	0.0	-39.0	1493	63.7	4.0	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
S1	Massima tensione [daN/cm ²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [daN/cm ²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa

Psi	= $1 - \beta \cdot 12 \cdot (S_{sr}/S_s)^2 = 1 - \beta \cdot 12 \cdot (f_{ctm}/S_2)^2 = 1 - \beta \cdot 12 \cdot (M_{fess}/M)^2$
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure Il valore limite = $0.4 \cdot S_s/Es$ è tra parentesi
sm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot sm$. Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	sm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-87.0	0	0.125	26	52.0	0.957	0.00115 (0.00048)	142	0.279 (0.40)	38569	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	106.3	0.0	120.0	-2104	0.0	-39.0	1493	63.7	4.0	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	sm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-76.1	0	0.125	26	52.0	0.943	0.00099 (0.00042)	142	0.240 (0.30)	38569	0

7.5.2 VERIFICA RIDUZIONE DI ARMATURA TRATTO 1

Si dispone una gabbia singola di $24\phi 26$ di lunghezza totale 12.0m e spirale $\phi 8/15$.

Le sollecitazioni massime di verifica oltre la quota di riduzione armatura (-4.0m da intradosso fondazione) sono le seguenti: (dal par. 7.4)

$$N_{\min} = 182 \text{ kN} \quad M_{\text{SLU}} = 400 \text{ kNm} \quad T_{\text{SLU}} = 220 \text{ kN}$$

$$N_{\text{SLErare}} = 413 \text{ kN} \quad M_{\text{SLErare}} = 280 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{SLEfreq}} = 484 \text{ kN} \quad M_{\text{SLEfreq}} = 272 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{SLEqp}} = 793 \text{ kN} \quad M_{\text{SLEqp}} = 240 \text{ kNm}$$

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: palo1000 OS01-1

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	141.60	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. snerv. di calcolo fyd:		3913.0	daN/cm ²
Resist. ultima di calcolo ftd:		3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di calcolo Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:		3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 50.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	39.0	24	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
Passo staffe: 15.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	18200	40000	0	22000	0

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	41300	28000	0

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	48400	27200 (42408)	0 (0)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	79300	24000 (57204)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	8.5 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
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
As Tesa	Area armature [cm ²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	18200	40000	0	18203	170591	0	4.265	-----

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00160	0.0	50.0	0.00219	0.0	39.0	-0.00709	0.0	-39.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000119043	-0.002452147	----	----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m]

Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vvd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	22000	157857	48179	79.9	88.5	21.80°	1.016	3.1	6.8(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	36.1	0.0	120.0	-553	0.0	-39.0	1493	37.2	10.2	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	35.0	0.0	120.0	-475	0.0	-39.0	1493	37.2	10.2	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
S1	Massima tensione [daN/cm ²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [daN/cm ²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) ² = 1-Beta12*(fctm/S2) ² = 1-Beta12*(Mfess/M) ²
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [Il valore limite = 0.4*Ss/Es è tra parentesi]
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 * e sm * srm . Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-16.4	0	0.125	26	52.0	-0.215	0.00009 (0.00009)	177	0.029 (0.40)	42408	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	30.5	0.0	120.0	-198	0.0	-39.0	1036	26.5	10.2	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-----	------	-----	----	---------	---------

1 S -10.7 0 0.125 26 52.0 -1.841 0.00004 (0.00004) 175 0.012 (0.30) 57204 0

7.5.3 VERIFICA RIDUZIONE DI ARMATURA TRATTO 2

Le sollecitazioni di cui al paragrafo precedente si utilizzano per verificare le sezioni di armatura delle gabbie che si dispongono per il resto della lunghezza del palo. Si adotta una gabbia composta da 8 ϕ 20 pari ad un'area di 0.32% della sezione di calcestruzzo.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: palo1000 OS01-2

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di calcolo fcd:	141.60 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00 daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0 daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.: 50.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm

Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	39.0	8	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
Passo staffe: 15.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	18200	40000	0	22000	0

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	41300	28000	0

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	48400	27200 (34307)	0 (0)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	79300	24000 (45637)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 10.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 27.8 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 9.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
 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
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	18200	40000	0	18176	46951	0	1.174	-----

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00564	0.0	50.0	0.00115	0.0	39.0	-0.01548	0.0	-39.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000213305	-0.007165232	----	----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 15.0 cm

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	22000	137977	50703	84.4	73.2	21.80°	1.016	3.0	6.8(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	69.0	0.0	120.0	-1980	0.0	-39.0	511	3.1	28.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	63.4	0.0	120.0	-1587	0.0	-39.0	511	3.1	28.0	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
S1	Massima tensione [daN/cm²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [daN/cm²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica

Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12^2 \cdot (\text{Ssr}/\text{Ss})^2 = 1 - \text{Beta}12^2 \cdot (\text{fctm}/\text{S}2)^2 = 1 - \text{Beta}12^2 \cdot (\text{Mfess}/\text{M})^2$
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Il valore limite = $0.4 \cdot \text{Ss}/\text{Es}$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot \text{sm} \cdot \text{srm}$. Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-20.3	0	0.125	20	55.0	0.205	0.00032 (0.00032)	329	0.177 (0.40)	34307	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	42.1	0.0	120.0	-408	0.0	-39.0	511	3.1	28.0	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-13.5	0	0.125	20	55.0	-0.808	0.00008 (0.00008)	329	0.046 (0.30)	45637	0

8 CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E LE VERIFICHE SVOLTE

Si riportano le informazioni in ottemperanza a quanto disposto dal capitolo 10 della vigente normativa tecnica (DM2018).

- *Tipo di analisi svolta*

Il calcolo viene eseguito in ambito statico lineare. Per quanto riguarda l'analisi sismica, si adottano le procedure di verifica per struttura in zona 4, applicando un sistema di forze pseudo-statiche, calcolate in modo semplificato. L'analisi strutturale viene eseguita con il metodo degli spostamenti, mentre le verifiche delle sezioni sono state effettuate secondo metodi della tecnica delle costruzioni, come indicato dettagliatamente nel seguito della presente relazione. Le combinazioni di carico sono indicate nel seguito: esse sono in numero tale da coprire tutte le possibili casistiche.

- *Origine, caratteristiche e affidabilità dei codici di calcolo*

Le analisi strutturali, ove non siano effettuate per via analitica, sono eseguite con un codice di calcolo sviluppato dal progettista in un linguaggio di programmazione OpenSource (linguaggio Octave). Tale codice di calcolo è basato sul metodo degli spostamenti e consente la soluzione dei problemi di telai piani in ambito statico.

- *Validazione dei codici*

I risultati del codice sono stati validati dal progettista con riferimento a vari casi di studio. La cui soluzione esatta si può reperire nella letteratura specialistica. Le verifiche delle sezioni sono state eseguite con fogli di lavoro oppure con il software di libera distribuzione VcaSLU (Prof. Gelfi), anch'essi opportunamente validati con calcoli manuali.

- *Modalità di presentazione dei risultati*

Le modalità di applicazione dei carichi sono descritte nella relazione con riferimento alle varie parti di struttura. Considerando la semplicità dello stato di carico la rappresentazione grafica appare superflua. I risultati sono presentati sotto forma di diagrammi delle componenti di azione interna oppure come tabelle dei valori di azioni interne nei punti più significativi. In questo modo si può fare una valutazione immediata dello stato di sollecitazione nelle membrature strutturali.

- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati*

Per quanto riguarda la verifica dei risultati, sono stati effettuati confronti delle azioni interne con casi analoghi ma più semplici (travi semplicemente appoggiate o incastrate). Le reazioni vincolari sono state controllate in fase di progettazione. La rappresentazione delle configurazioni deformate, che sono state comunque esaminate in sede di progettazione per avere conferma della correttezza del calcolo, non forniscono informazioni utili alla verifica di sicurezza. Non si ritiene pertanto indispensabile il loro inserimento nella relazione.

8.1 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 $\varepsilon_{uk} \geq 0,075$.
- 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 $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$. 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 ($21,8 \leq \theta \leq 45^\circ$) 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.

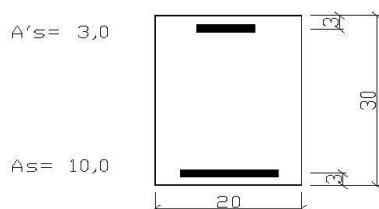
Le stampe complete di input ed output relative a tutti gli esempi sono naturalmente riproducibili caricando detti files di esempio e mandando in esecuzione il programma.



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)

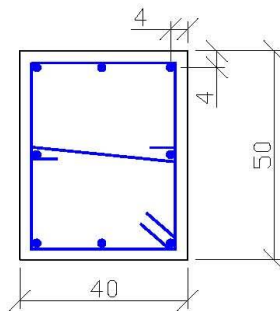
Assunti momento flettente M_x ed armature longitudinali arbitrarie, si è eseguito il calcolo di progetto della sezione avendo preventivamente assegnato il valore di 12 al diametro delle staffe nella finestra delle opzioni armature e di calcolo.

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 ϕ 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 ϵ_{c2} : 0.0020
 Def.unit. ultima ϵ_{cu} : 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 ϵ_{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

	a	b	c	x/d	C.Rid.
a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
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

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata								
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro								
Vru	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso								
Vcd	Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe								
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe								
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.								
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.								
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato								
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione								
Afst	Area staffe strettamente necessarie a taglio per metro di trave [cm ² /m]								
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 $\epsilon_{cu2,c}$ e quella al limite del tratto parabolico $\epsilon_{c2,c}$. Il tratto plastico del diagramma tensioni-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 $\epsilon_{cu2,c}$. Le precedenti quantità $f_{ck,c}$, $\epsilon_{c2,c}$, $\epsilon_{cu2,c}$ 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):

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= 0,5 \alpha_n \alpha_s \omega_w \quad \text{in cui} \\ \alpha_n &= 1 - 8 / (3 n) \quad \text{con } n = \text{numero di barre collegate da staffe e legature} \\ \alpha_s &= 1 - s / (2 b_0) \quad \text{con } s = \text{passo staffe e } b_0 = \text{lato minore nucleo confinato} \\ \omega_w &= (\text{Volume staffe} / \text{Volume nucleo confinato}) (f_{yd}/f_{cd}) \end{aligned}$$

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

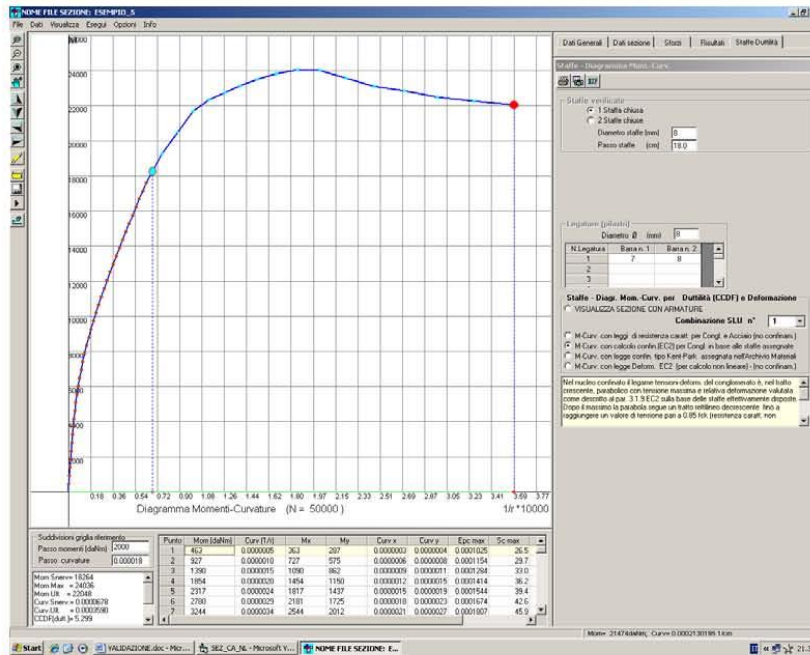


DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE Comb. N° 1 (N = 50000 daN)
NOME SEZIONE: ESEMPIO_5

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

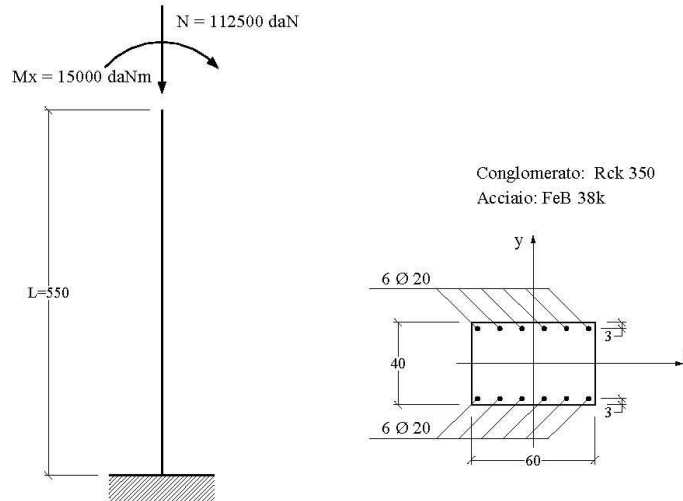


Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

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 (Hoepli) – 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:

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

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

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

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

$$e_{ud_ult} = 0,01$$

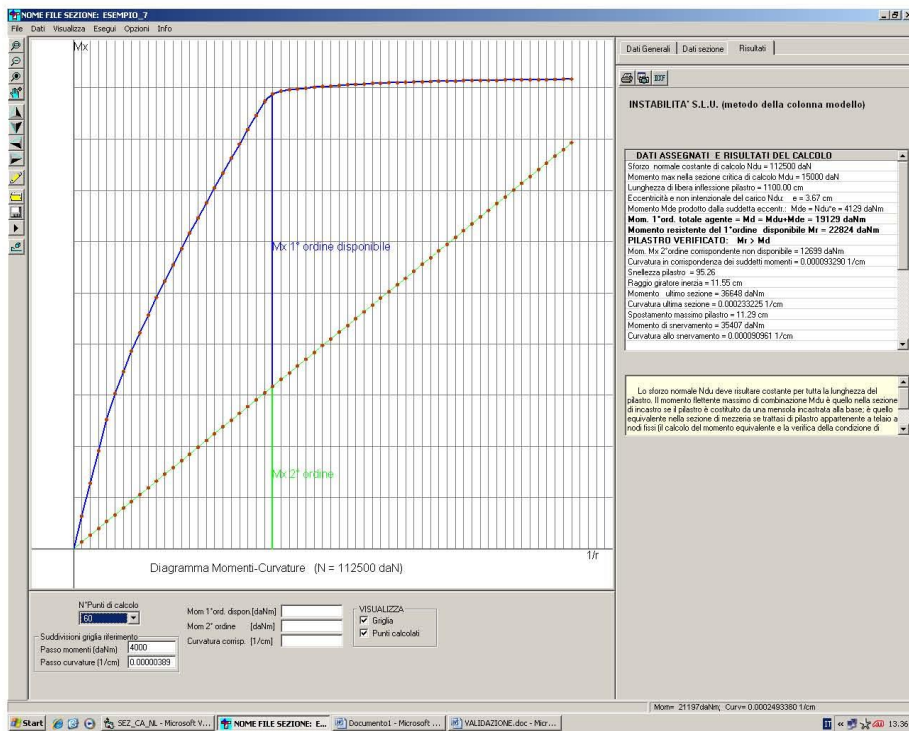
In particolare i dati relativi agli sforzi agenti richiesti dal programma sono i seguenti:

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: Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza: N.T.C.
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 f_{cd} : 154.30 daN/cm²
Def.unit. max resistenza e_{c2} : 0.0020
Def.unit. ultima e_{cu} : 0.0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale E_c : 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

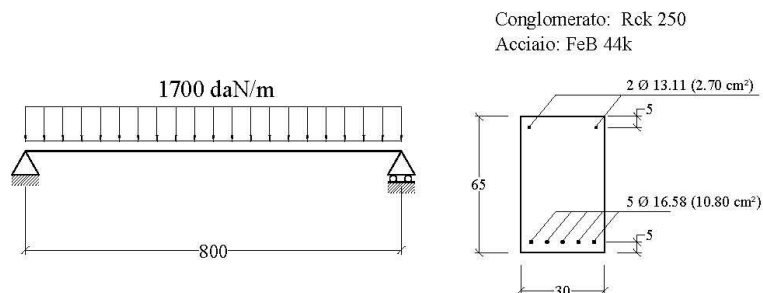
33	0.000128274	36212	18751	17461
34	0.000132161	36248	18258	17990
35	0.000136048	36283	17763	18520
36	0.000139935	36314	17266	19049
37	0.000143822	36343	16765	19578
38	0.000147709	36366	16259	20107
39	0.000151596	36391	15755	20636
40	0.000155483	36414	15249	21165
41	0.000159370	36434	14740	21694
42	0.000163257	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:

$$E_s = 2000000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_c(t_0) = 300000 \text{ daN/cm}^2 = \text{modulo elastico al tempo } t_0 \text{ di applicazione del carico}$$

$$f_{ctm} = 25 \text{ daN/cm}^2 = \text{resistenza media a trazione del conglomerato}$$

$$\varphi(t, t_0) = 2.5 = \text{coeff. di viscosità valutato da } t_0 \text{ al tempo finale } t$$

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = 0.00025 = \text{deformazione per ritiro nello stesso intervallo di tempo}$$

$$\chi(t, t_0) = 0.8 = \text{coeff. di invecchiamento}$$

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

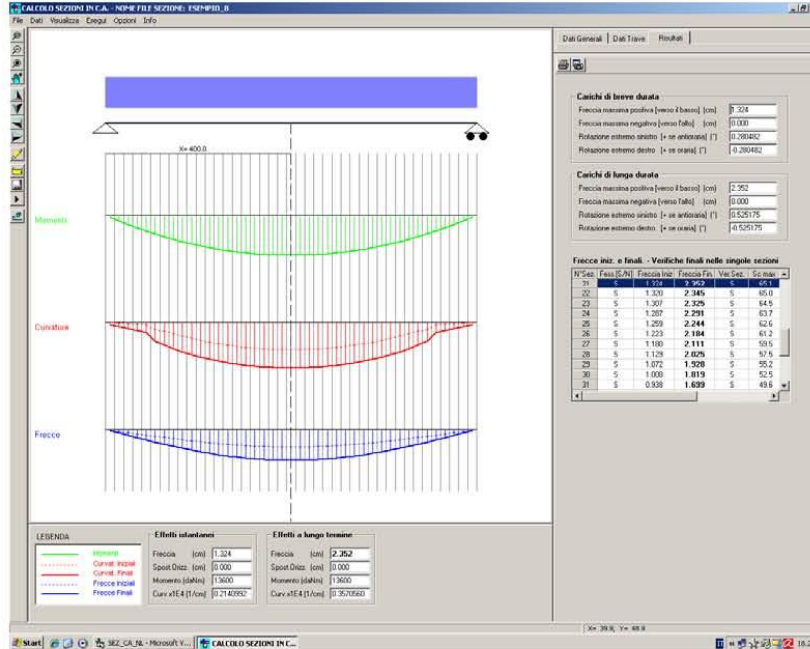
cui una volta assegnata la tipologia del calcolo delle frecce in campata singola vanno effettuate le seguenti scelte:

- 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_GHALI.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

8.2 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.

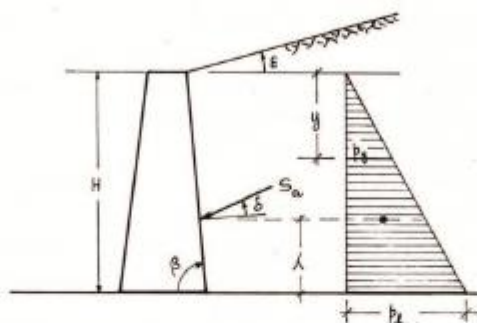
Parte 1 - INQUADRAMENTO TEORICO

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.

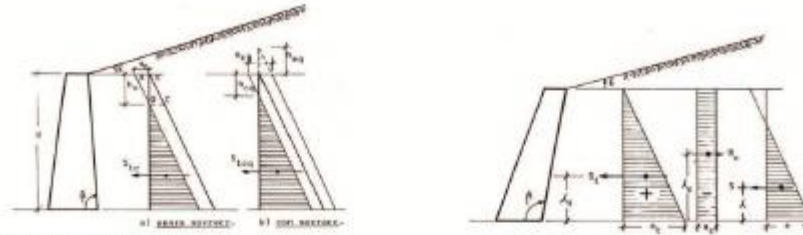
Teoria di Coulomb

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



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

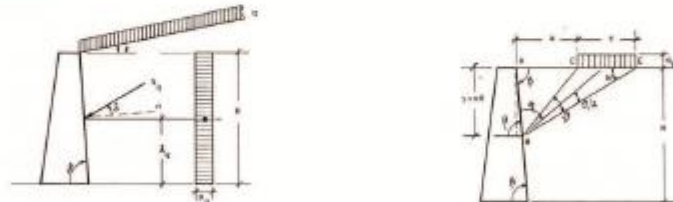
Nei terreni dotati di coesione si manifesta, all'atto della rottura, una resistenza di segno opposto alla spinta attiva, che è costante per tutta l'altezza del muro in assenza di fessure nello strato superficiale del terreno di monte. Indicando con K_a il coefficiente di spinta attiva, risulta una spinta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

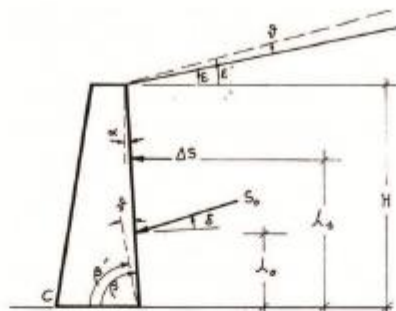
$$C = \frac{S-2}{100}$$

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;



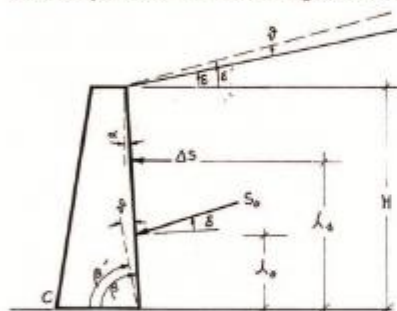
$$A = \frac{\cos^2(\alpha + \theta)}{\cos^2 \alpha \cos \theta}$$

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:

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

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

$$F_i = CGm$$

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' e ε' :

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

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

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

Terrano 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 averti 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**

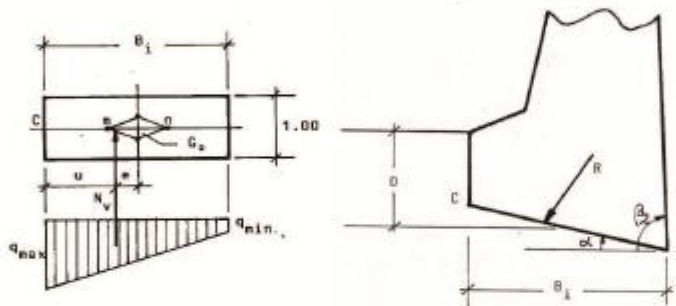
L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici precedentemente definiti: la componente verticale dell'azione sismica viene considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre 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:

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

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:

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

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

$$b_r = b_q$$

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

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

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

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

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

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: $C_u \approx \sigma_f$

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

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

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

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:

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

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:

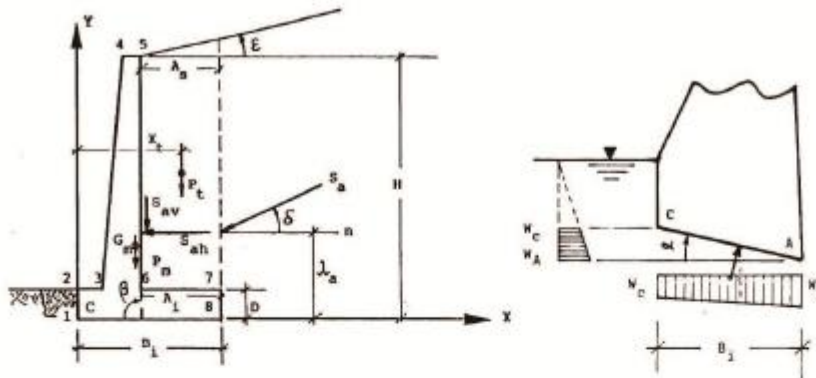
1. trascurare la resistenza a trazione dei pali (0 %):
 il programma procede con cicli successivi per il calcolo dei parametri geometrici e delle sollecitazioni, trascurando i pali che risultano in zona tesa.
2. considerare una percentuale di resistenza a trazione dei pali (n %):
 il programma procede 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 complessivo 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:

$$Mr_1 = S_{ah} \lambda a$$

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

Momenti di stabilità:

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

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

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

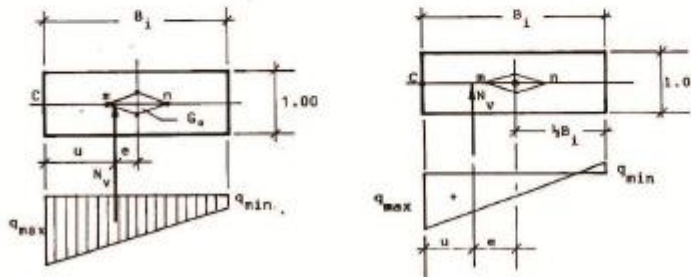
Da cui il **coefficiente di sicurezza al ribaltamento** si ottiene come:

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

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:

$\sum Mr$ = somma dei momenti di rovesciamento

$\sum Ms$ = somma dei momenti stabilizzanti

N_v = somma delle forze perpendicolari alla superficie della fondazione

definiamo:

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

da cui se

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

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:

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

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 l_{base} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia l_{base}, 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_s ed E_p 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.