


**NUOVA S.S. 341 "GALLARATESE" - TRATTO DA SAMARATE A CONFINE
CON LA PROVINCIA DI NOVARA - TRATTO NORD**

**STRALCIO FUNZIONALE DAL KM 6+500 (SVINCOLO S.S. 336 NORD)
AL KM 8+844 (SVINCOLO AUTOSTRADA A8)
"BRETELLA DI GALLARATE"**

PROGETTO ESECUTIVO

 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	 Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE	IL PROGETTISTA FIRMATARIO DELLA PRESTAZIONE  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI	COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Fabrizio BAJETTI
---	---	---	--	---

HM002	H - PROGETTO STRUTTURALE - OPERE PRINCIPALI HM - ST05 - AMPLIAMENTO SOTTOVIA - CARREGGIATA NORD A8 RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE
-------	--

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. MI533 E 1801	NOME FILE Testatine relazioni.dwg	REVISIONE A	SCALA: -
CODICE ELAB. V03ST02STRRE01			

C					
B					
A	EMISSIONE	MAGGIO 2021	ING. VALERIO POLINI	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4	MATERIALI	8
4.1	Calcestruzzo	8
4.2	Acciaio	12
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	13
5.1	Scavi e riempimenti	15
5.2	Categoria di sottosuolo	15
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	16
7	SPALLA	20
7.1	Dati di progetto	20
7.2	Analisi dei carichi	20
7.2.1	CARICHI MOBILI	21
7.2.2	SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (G3_WOOD)	21
7.2.3	AZIONE DA FRENAMENTO SUL PARAGHIAIA (Q3_PARAGHIAIA)	22
7.3	Input di calcolo	24
7.3.1	REAZIONI IMPALCATO	25
7.4	Approccio 2	26
7.4.1	SOLLECITAZIONI SULLA SPALLA	26
7.4.2	RIASSUNTO SOLLECITAZIONI MASSIME	42
7.5	Verifica Armatura paraghiaia	44
7.6	Verifica Armatura Muro Frontale	49
8	MURO ANDATORE	56
8.1	Sezione di spiccato sp.110cm	56
8.1.1	VERIFICA ARMATURA VERTICALE	59
8.1.2	VERIFICA ARMATURA ORIZZONTALE	63
9	FONDAZIONE	67
9.1	Armatura trasversale	67
9.2	Punzonamento	73
10	PALI	75

10.1	Azioni agenti sui pali di fondazione	75
10.1.1	GEOMETRIA DELLA PALIFICATA	75
10.1.2	COMBINAZIONI SLU	76
10.1.3	COMBINAZIONE SISMICA	77
10.1.4	COMBINAZIONI SLE	79
10.2	Criteri di verifica	84
10.3	Calcolo della capacità portante limite	87
10.4	Calcolo del carico limite orizzontale	90
10.5	Cedimenti	97
10.6	Sollecitazioni lungo il palo	98
10.7	Verifica armatura palo	105
10.7.1	VERIFICA IN TESTA AI PALI	105
10.7.2	VERIFICA PER LA RIDUZIONE DI ARMATURA – TRATTO 2	110
11	CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E LE VERIFICHE SVOLTE	115
1.1	ALLEGATO 1 VALIDAZIONE RC-SEC	116

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta i calcoli statici relativi all'opera in oggetto, in merito al collegamento stradale tra Samarate ed il confine con la Provincia di Novara, dal km 6+500 (svincolo S.S.336 nord) al km 8+844 (svincolo autostrada A8) – "Bretella di Gallarate".

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il progetto prevede la realizzazione di una strada appartenente alla categoria B che collega la S.S.336 e l'Autostrada A8 dei Laghi a Nord dello svincolo autostradale di Busto Arsizio, punto di collegamento con la direttrice del Sistema Viabilistico Pedemontano. Tale tratta presenta uno sviluppo complessivo di circa 2,8 Km, per la maggior parte in viadotto con un'altezza massima di oltre 16 m. Il tracciato nel settore bretella di Gallarate è in variante rispetto al Progetto Preliminare con un nuovo asse che permette di sovrappassare l'area del Terminal Intermodale HUPAC, aggirare le vasche di spagliamento dei torrenti Rile e Tenore e raggiungere lo svincolo con l'autostrada A8 mediante un flesso planimetrico.

L'impalcato si compone quindi di un'orditura principale di travi metalliche accostate a distanza trasversale pari a 0.60 m, realizzate mediante profili standard commerciali HEB 340. L'assieme di travi viene mutuamente solidarizzato da un getto di calcestruzzo autocompattante, previo inserimento delle barre trasversali e longitudinali d'armatura integrativa. Al fine di minimizzare l'impatto sulle preesistenze, il getto verrà effettuato con l'ausilio di predalles prefabbricate in acciaio da 3 mm disposte a chiudere il varco inferiore tra le travi longitudinali e di una carteratura laterale in lamiera, opportunamente sagomata e controventata, di identico spessore. In ambedue i casi, questi dispositivi hanno l'esclusiva funzione di cassero a perdere. Lo spessore complessivo dell'impalcato è pari a 420 mm circa.

Il grigliato di travi metalliche è collegato trasversalmente da un traverso di testata, realizzato da un profilo ad "I" in composizione saldata, e da traversi formati da un diagonale singolo e da un profilo di corrente superiore, bullonati alle travi, per la realizzazione dei quali si adottano profili angolari 50x50x6 mm; questi elementi vengono predisposti al solo scopo di garantire la stabilità in fase di getto, rimanendo la statica trasversale d'esercizio interamente affidata ad armature trasversali inferiori e superiori, ordite perpendicolarmente alle travi longitudinali. Le armature trasversali inferiori intersecano le anime delle travi attraverso opportune asole disposte ad interasse longitudinale pari a 300 mm.

L'impalcato è appoggiato, tramite dei cuscinetti in neoprene posti in corrispondenza delle estremità di ogni trave metallica, su 2 spalle in c.a. con fondazione costituita da due plinti 3.80x3.48x1.00 m su pali di diametro 80cm e di lunghezza 28 m.

Le figure seguenti riportano la configurazione indicativa dell'opera.

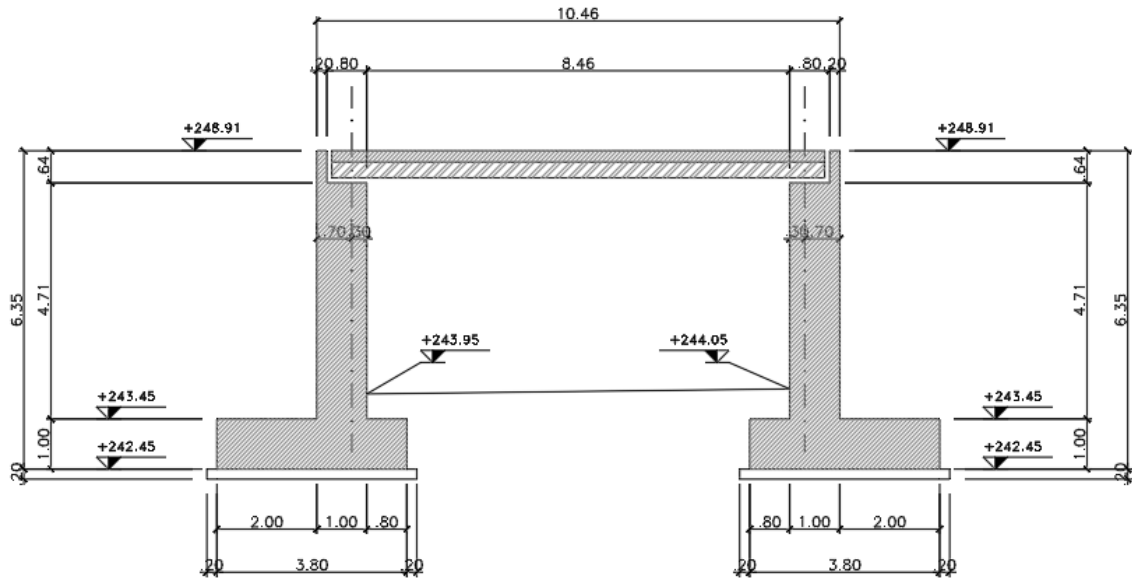


Figura 2-1 Sezione trasversale (esistente)

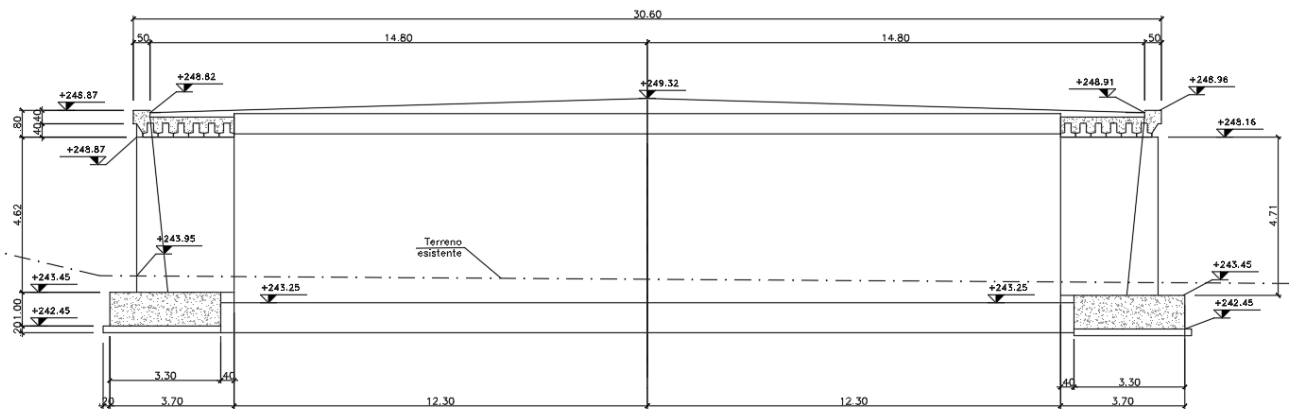


Figura 2-2 Sezione longitudinale (esistente)

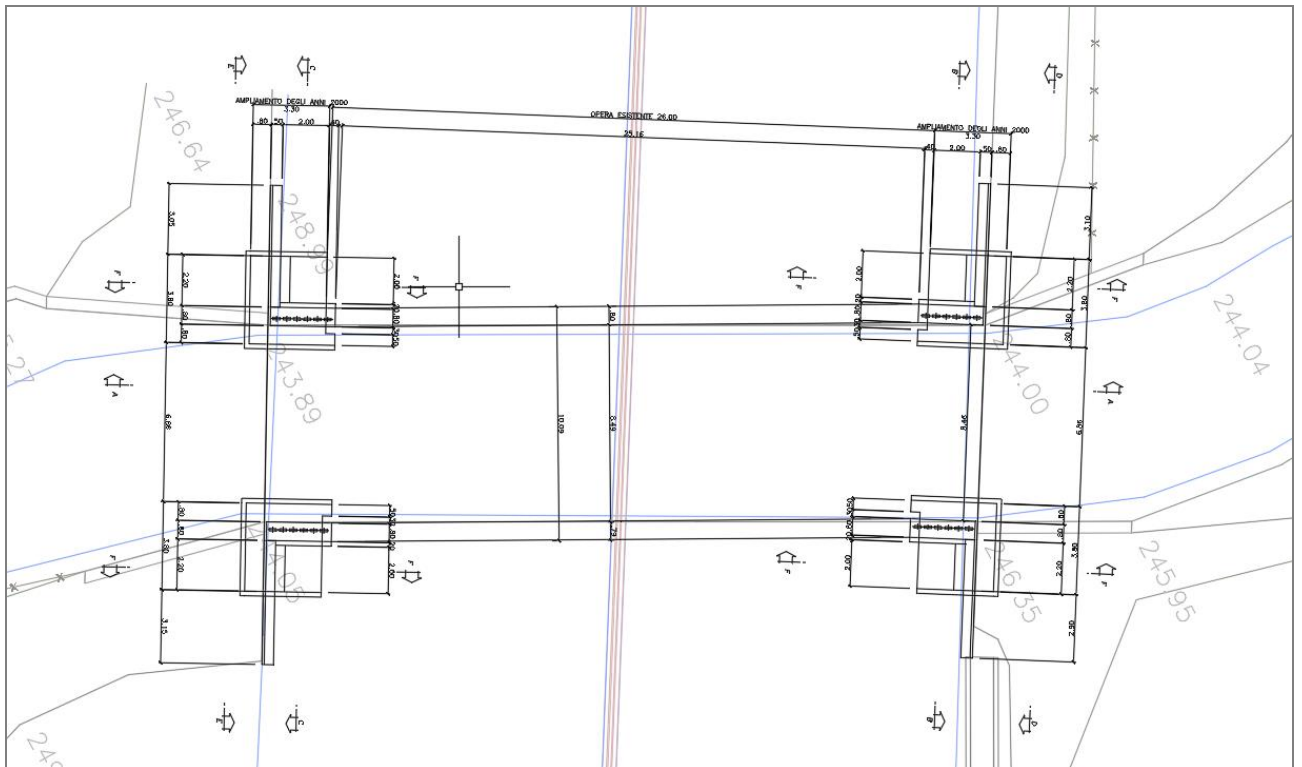


Figura 2-3 Planimetria (esistente)

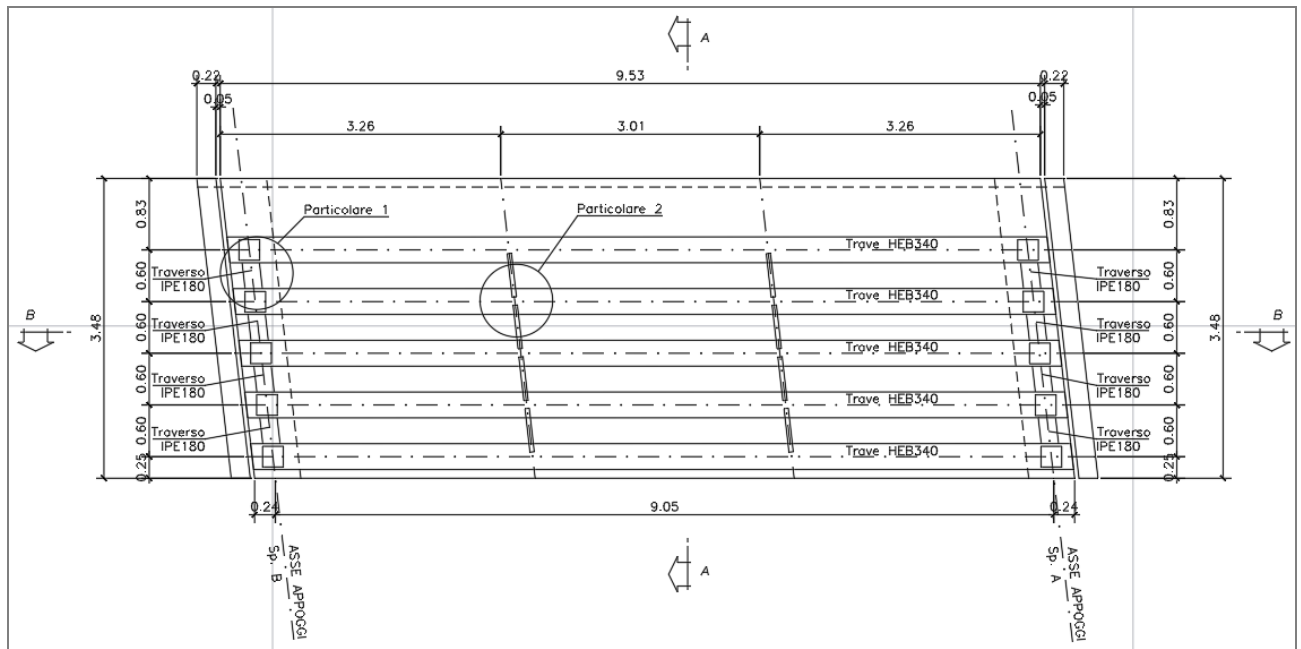


Figura 2-4 Carpenteria

SEZIONE B-B

SCALA 1:50

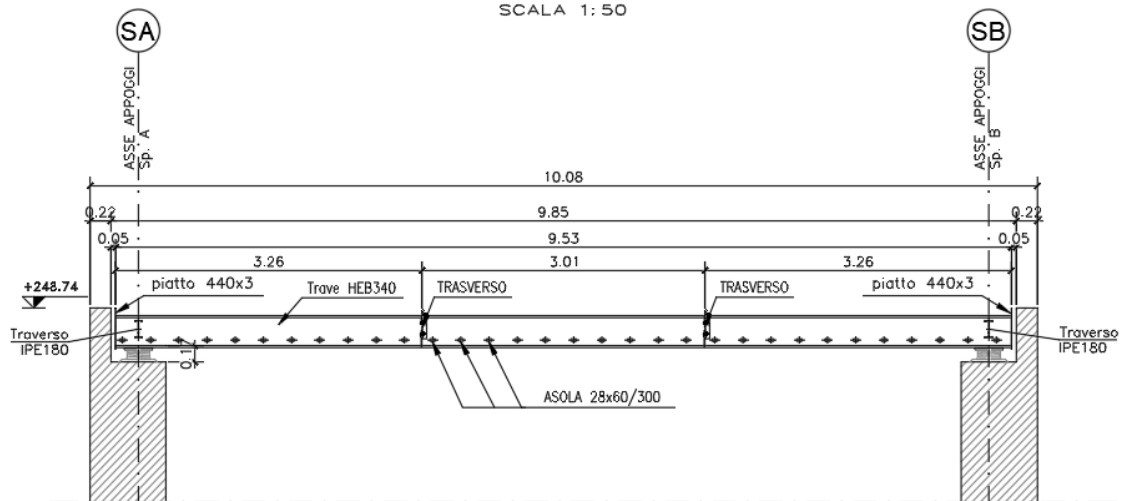


Figura 2-5 Sezione trasversale

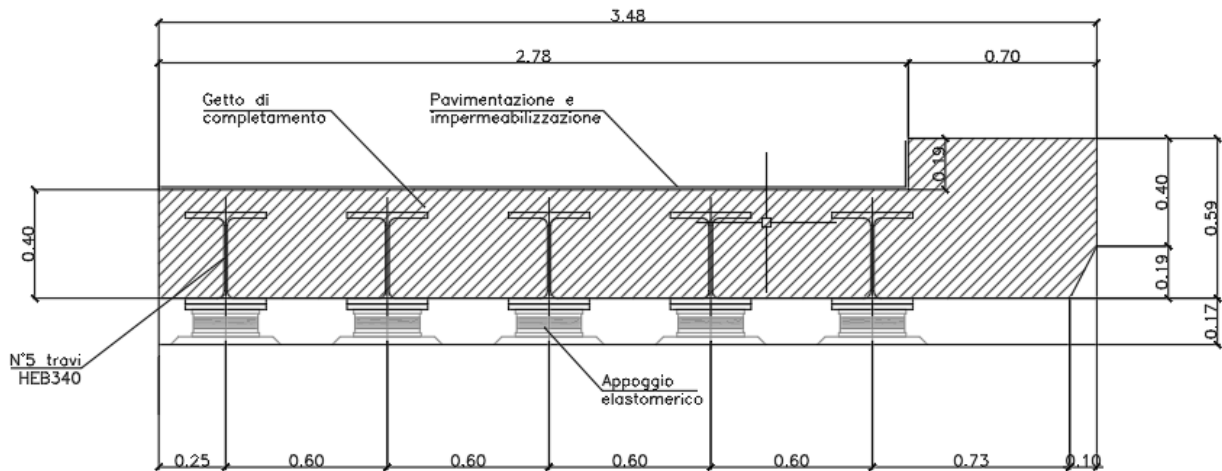


Figura 2-6 Particolare della sezione longitudinale

3 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".
CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- UNI EN 206:2021: "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI EN 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".

4 MATERIALI

Il progetto sarà realizzato utilizzando i seguenti materiali:

4.1 CALCESTRUZZO

Magroni:

Classe di resistenza:	C12/15		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	15	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	12.45	N/mm^2
Classe di esposizione		X0	
Classe di consistenza slump:		S3	
Contenuto minimo di cemento:		150	daN/m^3
Rapporto A/C		≤ 0.60	

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		80	mm
Rapporto A/C		0.6	

Spalle

Classe di resistenza:	C32/40	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40 N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2 N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2 N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72 N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03 N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45 N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17 N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:		
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92 N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94 N/mm ²
Classe di esposizione	XC3, XF1	
Classe di consistenza slump:	S4	
Contenuto minimo di cemento:	340	daN/m ³
Massima dimensione aggregato	25	mm
Copriferro	50	mm
Rapporto A/C	0.5	

Fondazione

Classe di resistenza: FONDAZIONE	C28/35		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	35	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	28	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	36	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.77	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.32	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	32308	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.94	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.60	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	15.9	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.29	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	28.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.94	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	16.80	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	12.60	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		320	daN/m ³
Rapporto A/C		0.55	
Massima dimensione aggregato		32	mm
Copriferro		50	mm

4.2 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
$(f_y/f_{y, nom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\leq 1,25$	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	

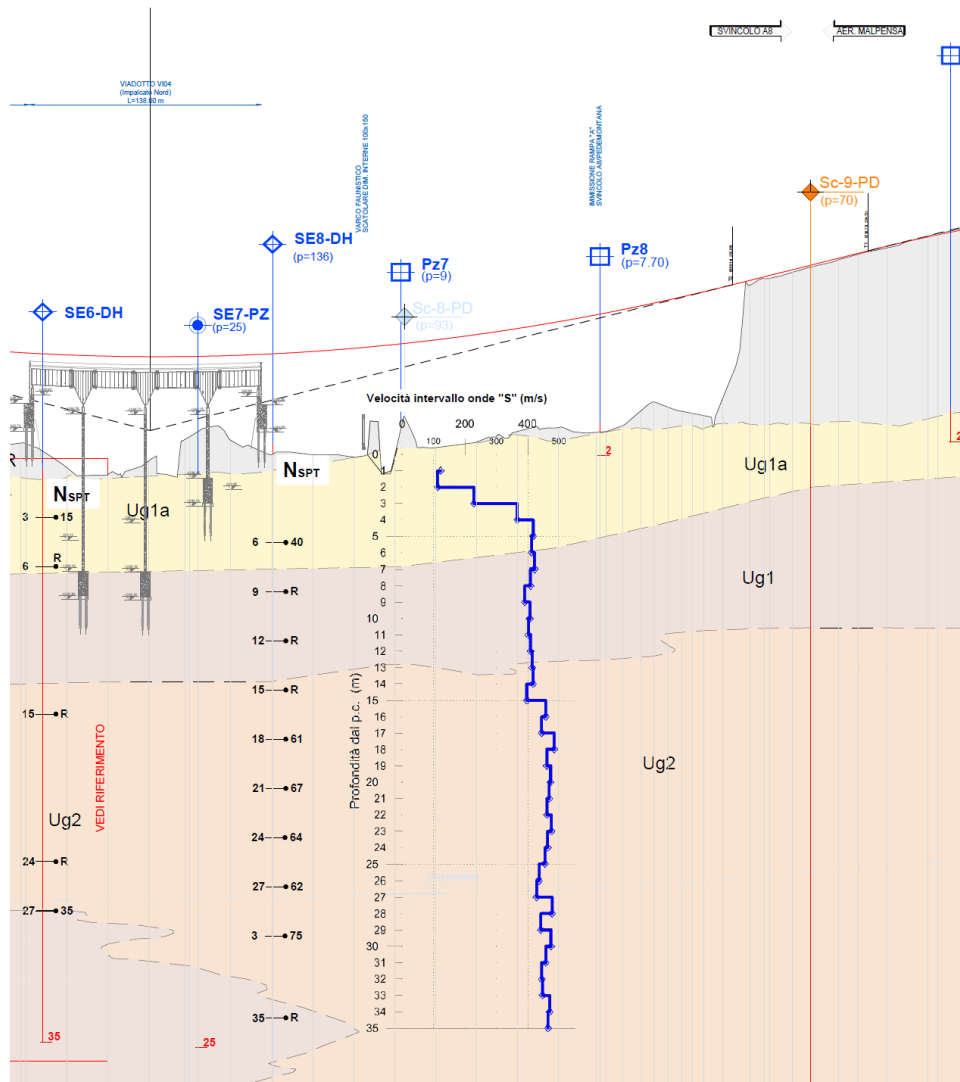
5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Con riferimento alla relazione geotecnica BB01_T00GE00GETRE01 alla quale si rimanda per maggiori dettagli, le varie unità geotecniche analizzate possono essere caratterizzate mediante i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente; per alcuni litotipi per ciascuno dei principali parametri geotecnici si propone un intervallo di valori più o meno ampio, per tener conto del numero ridotto di dati disponibili, soprattutto per quanto riguarda le prove per la determinazione delle proprietà meccaniche, della variabilità sia laterale che verticale delle litologie e dell'eterogeneità compositiva dei terreni presenti.

UG	Litotipo	γ_t	c'	ϕ'	E	G
		kN/mc	kPa		MPa	MPa
Ug1a	Ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia	18-20	0-5	27-34°	10-40	5-15
Ug1	Ghiaia in matrice sabbiosa	19-21	---	35-40°	70-130 (<25m) 150-200 (>25m)	15-30 (<25m) 45-60 (>25m)
Ug2	Sabbia e sabbia limosa con ghiaia	18-20	0-10	30-35°	80-130 (<25m) 150-200 (>25m)	10-40 (<25m) 45-60 (>25m)

UG	Litotipo	PL	Mp	k	Vs,30
		MPa	MPa	cm/s	m/s
Ug1a	Ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia			1E-04	100-350
Ug1	Ghiaia in matrice sabbiosa	2,5 (<25m)	40-45 (<25m)	1E-05	250-450 (<25m) 400-700 (>25m)
Ug2	Sabbia e sabbia limosa con ghiaia	2,5 (<25m)	35-40 (<25m)	1E-05	300-500 (<25m) 400-700 (>25m)

Caratterizzazione geotecnica dei vari litotipi



Stralcio profilo longitudinale 3° tratto geotecnico

Per la stratigrafia si assume:

- da p.c. a q.ta -4.0m UNITA' Ug1a
- da q.ta -4.0m a -11.0m UNITA' Ug1
- da q.ta >11.0m UNITA' Ug2

5.1 SCAVI E RIEMPIMENTI

Lo scavo avviene tramite la realizzazione preventiva di berlinesi tirantate.

Per il terreno a tergo delle spalle si considera un angolo di attrito di 35° e un $\gamma=20\text{kN/mc}$.

5.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Dall'elaborazione dei risultati delle prove per la caratterizzazione del sottosuolo, si evince che il valore della velocità sismica equivalente si attesta intorno a $V_{s30,eq} = 350 \text{ m/s}$.

In base a quanto riportato nelle NTC 2018 si ricava un Sottosuolo di tipo C:

"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ||>

Variabilità dei parametri ||>

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ||>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

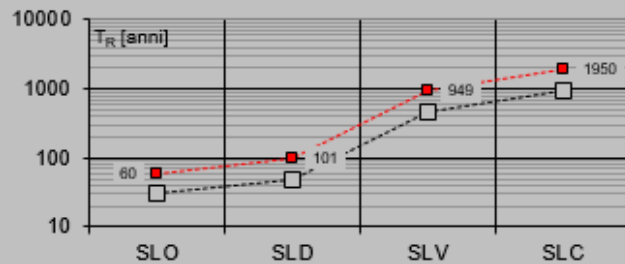
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_S = 1.500$

$C_C = 1.558$ info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 1.000$

$S_T = 1.000$ info

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 **1**

Regol. in altezza **sì** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1**

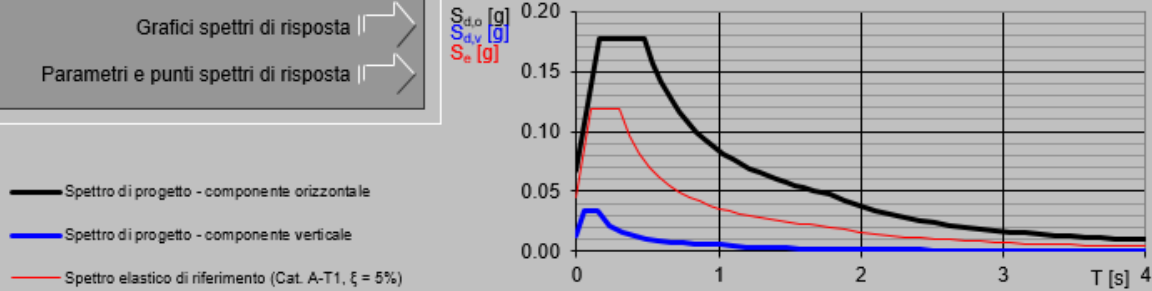
$\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limiSLV
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.045 g
F_a	2.633
T_c	0.302 s
S_c	1.500
C_c	1.558
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.471 s
T_D	1.780 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10(\zeta + \xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

$$T_C = C_c \cdot T_B^2 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_s / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ 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	0.068
T_B	0.157	0.178
T_C	0.471	0.178
	0.533	0.157
	0.596	0.141
	0.658	0.127
	0.720	0.116
	0.783	0.107
	0.845	0.099
	0.907	0.092
	0.970	0.086
	1.032	0.081
	1.095	0.077
	1.157	0.073
	1.219	0.069
	1.282	0.065
	1.344	0.062
	1.406	0.060
	1.469	0.057
	1.531	0.055
	1.593	0.053
	1.656	0.051
	1.718	0.049
T_D	1.780	0.047
	1.886	0.042
	1.992	0.038
	2.097	0.034
	2.203	0.031
	2.309	0.028
	2.415	0.026
	2.520	0.024
	2.626	0.022
	2.732	0.020
	2.837	0.019
	2.943	0.017
	3.049	0.016
	3.154	0.015
	3.260	0.014
	3.366	0.013
	3.472	0.012
	3.577	0.012
	3.683	0.011
	3.789	0.010
	3.894	0.010
	4.000	0.009

7 SPALLA

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata tramite uno specifico modulo di calcolo, implementato tramite foglio elettronico, relativamente al quale vengono presentati i dati di input e le computazioni intermedie.

Le azioni elementari vengono combinate con i relativi coefficienti moltiplicativi in funzione della disposizione di carico e del gruppo di appartenenza, secondo le verifiche agli Stati Limite previste dal DM 17/01/2018. In seguito si riportano sia le tabelle di combinazione sia la tabella riepilogativa complessiva delle sollecitazioni.

In fase sismica si considera un contributo del carico accidentale pari al 20%, $q=1$ e l'analisi è del tipo statica equivalente.

Le azioni per il dimensionamento delle fondazioni, le sollecitazioni in fondazione sono state determinate mediante gli scarichi dell'impalcato, di cui alla relazione specifica.

Le verifiche vengono effettuate per le seguenti condizioni elementari di carico, dei quali si riportano, a fianco, i relativi coefficienti di combinazione e partecipazione.

Si verifica la spalla che per caratteristiche geometriche e di tipologia appoggi risulta più sollecitata, ovvero la spalla con gli appoggi fissi, che nel caso presente è la **Spalla A**, sull'altra spalla saranno applicate, a favore di sicurezza, le medesime considerazioni.

7.1 DATI DI PROGETTO

L'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale del viadotto, l'asse Z è verticale e diretto verso l'alto, l'asse Y è tale da formare con gli altri due assi una terna cartesiana destrorsa.

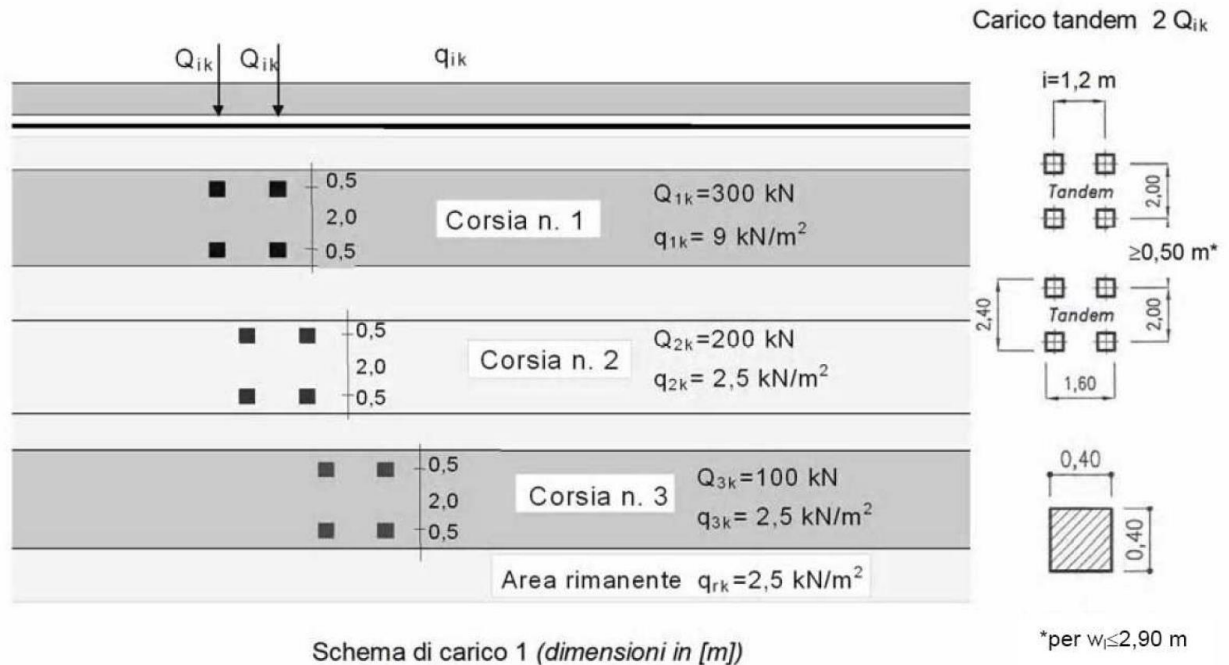
Nelle tabelle e figure successive si riportano i seguenti dati :

- caratteristiche geometriche della struttura
- sezione spiccato
- sollecitazioni indotte dall'impalcato per le varie stese di carico analizzate
- azioni elementari
- carichi elementari permanenti, variabili ed indotti ,nelle condizioni di carico previste
- combinazioni di carico in esercizio
- riepilogo delle sollecitazioni all'intradosso del plinto

7.2 ANALISI DEI CARICHI

7.2.1 CARICHI MOBILI

Secondo la normativa, si considerano agenti colonne di carico con il seguente schema:



Il carico verticale distribuito è dato dalla somma del carico di 9kN/m², che secondo la normativa deve essere distribuito su tutta la colonna, più il carico equivalente al mezzo da 600kN. Questo valore equivalente si calcola partendo da una zona di applicazione del carico di forma rettangolare con lati 2.2m e 3m. L'area di distribuzione del carico si amplia secondo un angolo di diffusione di 30°. Ad ogni quota di affondamento corrisponde una differente area di diffusione ed un diverso carico distribuito. Il valore equivalente è dato dalla media del carico distribuito sull'altezza della parete. Per esempio, svolgendo i calcoli per un muro di 7.35 m, si può ottenere il valore di un carico uniforme equivalente di:

$$q_{acc\ sp} = 32.50 \text{ kN/m}^2$$

ai quali si aggiunge il carico di 9 kN/m² di cui sopra.

7.2.2 SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (G3_WOOD)

La sovraspinta sismica del terreno a tergo dell'opera è modellata con il metodo di Wood (1973). Tale metodo si basa sull'ipotesi che la parete interrata sia soggetta a deformazioni limitate, tali da poter assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche

che durante il sisma.

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$E_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \gamma^* \cdot H^2$$

dove:

a_g/g è l'accelerazione di progetto attesa al sito;

S è il coefficiente di sottosuolo;

γ^* è il peso specifico del terreno (definito di seguito);

H è l'altezza del muro.

La spinta ha punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme:

$$p = \frac{a_g}{g} \cdot S \gamma^* \cdot H$$

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

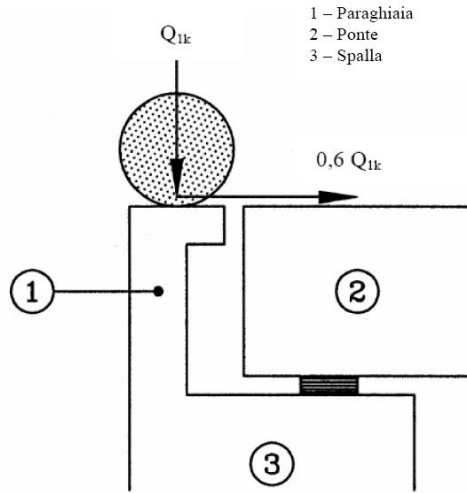
$$F_{iH} = k_h \cdot W$$

dove W è il peso degli elementi e dei sovraccarichi permanenti portati e va applicata nel baricentro dei pesi.

Per i dettagli relativi ai parametri sismici quali vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento dell'opera in oggetto si rimanda alla relazione di impalcato.

7.2.3 AZIONE DA FRENAMENTO SUL PARAGHIAIA (Q3_PARAGHIAIA)

Per la verifica locale del muro paraghiaia si considera un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia, di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q1k. Essendo il ponte di 1a categoria si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.



7.3 INPUT DI CALCOLO

Generali		
Peso cls	25	kN/m ³
Peso terreno	20	kN/m ³
Sovraccarico accidentale sul rilevato	44.5	kN/m ²
Altezza appoggio + baggio	0.15	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	5.87	m
Paraghiaia		
Altezza	0.57	m
Lunghezza lungo asse X	0.22	m
Lunghezza lungo asse Y	2.80	m
Coordinata X del baricentro	-0.12	m
Muro frontale		
Altezza	4.72	m
Lunghezza lungo asse X	0.81	m
Lunghezza lungo asse Y	3.38	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	-0.41	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	-0.29	m
Plinto		
Altezza	1.00	m
Lunghezza lungo asse X	3.80	m
Lunghezza lungo asse Y	3.48	m
Mensola anteriore plinto	0.57	m
Spessore ricoprimento medio	0.50	m
Muro andatore		
Altezza	5.48	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	1.11	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	1.88	m
Coordinata X del baricentro	-0.96	m
Pavimentazione		
Largh trasv imp	3.48	m
Terreno		
Angolo d'attrito interno (φ)	35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta attiva	▼ Ko= 0.426	▼
tangente (φ)	0.7002	
Angolo d'attrito interno (φ) M2	29.26	°
Coefficiente per il calcolo della spinta attiva M2	▼ Ko= 0.511	▼
Incremento di spinta sismico M2	-0.007	
Sisma		
S _e (valore di PGA)	0.045	
Coefficiente riduttivo	1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	0.045	
Incremento di spinta sismico	0.000	

7.3.1 REAZIONI IMPALCATO

Appoggio		A-11			B-11			C-11			D-11		
		FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]
Peso proprio+permanenti	g ₁ +g ₂	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0
Centrifuga		0	0	0									
Cedimenti vincolari (P1)	e ₁₋₃	0	0	0									
Cedimenti vincolari (P1-P2)	e ₁₋₃	0	0	0									
Ritiro	e ₂	0	0	0									
Variazione termica differenziale	e ₃	0	0	0									
Variazione termica costante	e ₃₋₂	0	0	0									
Scorrimenti viscosi	e ₄	0	0	0									
C. Mobili disposiz. A - Max	q _{1a}	72	0	0	79	0	0	84	0	0	91	0	0
C. Mobili disposiz. A - Min	q _{1b}	0	0	0									
C. Mobili disposiz. B - Max	q _{1c}	123	0	0	112			108			128		
C. Mobili disposiz. B - Min	q _{1d}	0	0	0									
Frenata	q ₃	0	-39	0	0	-39	0	0	-39	0	0	-39	0
Vento a ponte scarico	q ₅												
Vento a ponte carico	q ₅												
Sisma longitudinale	q ₆	0	8	0	0	5	0	0	5	0	0	5	0
Sisma trasversale	q ₆	0	0	7	0	0	7	0	0	7	0	0	7
Sisma verticale	q ₆	2	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0
Attrito dei vincoli	q ₇	0	4	0	0	3	0	0	2	0	0	2	0

Convenzioni adottate: asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;
 asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;
 asse Z è verticale e diretto verso l'alto.

Posizione baggioli (asse y)	-0.91	-0.31	0.29	0.89	1.49	
Distanza asse baggioli- asse muro frontale	-0.11	m				
Distanza asse baggioli - baricentro plinto	0.59	m				

7.4 APPROCCIO 2

7.4.1 SOLLECITAZIONI SULLA SPALLA

Per i parametri dei terreni si adottano i seguenti coefficienti parziali:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_m	(M1)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00
<i>Coefficiente efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,00
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,00

SPICCATO MURO FRONTALE
AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	8.78	0.00	0.00	-0.30		5.01	0.00	-2.59
Muro frontale	g1	323.06	0.00	0.00			2.36	0.00	0.00
		331.84	0.00	0.00				0.00	-2.59
Rinterro	g3	0.00	403.34	0.00			1.76	0.00	711.22
Sovr. acc. sul rilevato		0.00	281.07	0.00			2.65	0.00	743.43

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond sismica x

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6		0.40		-0.30	0.00	5.01	0.00	1.98
Muro frontale	q6		14.54		0.00	0.00	2.36	0.00	34.31
Rinterro	q6		488.47		0.00	0.00	2.65	0.00	936.38
Sovr. acc. sul rilevato			56.21				2.65	0.00	148.69
			559.61					0.00	1121.35

cond sismica y

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6			0.40	-0.30	0.00	5.01	1.98	0.00
Muro frontale	q6			14.54	0.00	0.00	2.36	34.31	0.00
Rinterro	q6			16.09	0.00	0.00	2.65	42.56	0.00
				31.02				78.85	0.00

cond sismica vert

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	0.20			-0.30	0.00	5.01	0.00	-0.06
Muro frontale	q6	7.27			0.00	0.00	2.36	0.00	0.00
		7.47						0.00	-0.06

FONDAZIONE
AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	8.78			0.63		6.01	0.00	5.53
Muro frontale	g1	323.06			-0.41		3.36	0.00	-132.45
Plinto	g1	330.60			0.00		0.50	0.00	0.00
Muri andatori	g1	285.89			-0.96		3.74	0.00	-274.46
		948.33						0.00	-401.38
Rinterro	g3	696.44			-0.96		3.24	0.00	-668.58
Ricop. Plinto	g3	41.32			0.96		1.25	0.00	39.67
Sovr. acc. sul rilevato		291.14			-0.96		3.24	0.00	-279.49

* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni

Rinterro	g3		944.78				2.10	0.00	1980.89
Sovr. acc. sul rilevato			415.37				3.15	0.00	1306.33

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond sismica x

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6		0.40		0.63	0.00	6.01	0.00	2.37
Muro frontale	q6		14.54		-0.41	0.00	3.36	0.00	48.85
Plinto	q6		14.88		0.00	0.00	0.50	0.00	7.44
Muri andatori	q6		12.87		-0.96	0.00	3.74	0.00	48.12
Rinterro	q6		1065.13		-0.96	0.00	3.24	0.00	2370.83
Sovr. acc. sul rilevato		58.23	83.07		-0.96		3.24	0.00	173.80
			1190.88						2651.41

cond sismica y

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6			0.40	0.63	0.00	6.01	2.37	0.00
Muro frontale	q6			14.54	-0.41	0.00	3.36	48.85	0.00
Plinto	q6			14.88	0.00	0.00	0.50	7.44	0.00
Muri andatori	q6			12.87	-0.96	0.00	3.74	48.12	0.00
Rinterro	q6			31.34	-0.96	0.00	3.24	101.54	0.00
Sovr. acc. sul rilevato		58.23		83.07	-0.96		3.24	269.16	-55.90
				157.09				477.47	-55.90

cond sismica vert

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	0.20			0.63	0.00	6.01	0.00	0.12
Muro frontale	q6	7.27			-0.41	0.00	3.36	0.00	-2.98
Plinto	q6	7.44			0.00	0.00	0.50	0.00	0.00
Muri andatori	q6	6.43			-0.96	0.00	3.74	0.00	-6.18
Rinterro	q6	15.67			-0.96	0.00	3.24	0.00	-15.04
Ricop. Plinto	q6	0.93			0.96	0.00	1.25	0.00	0.89
		37.94						0.00	-23.18

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Combinazioni di carico SLU

	Descrizione	Peso proprio		Permanenti	Centrifuga	ced. Vincolari		Ritiro	Var. termiche		Viscosità	C. mobili			Frenatura	Vento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincoli
AZIONI SLU STR	Vento a ponte scarico	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.00	0.72	0.72					1.50					1.50
	Gruppo 1 centr. A _{max}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 1 ecc. A _{max}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 2a centr. A _{max}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	1.01	0.00	0.00	0.00	1.35	0.90				1.50
	Gruppo 2a ecc. A _{max}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	1.01	0.00	0.00	0.00	1.35	0.90				1.50
	Gruppo 2b centr. A _{max}	1.35	1.35	1.35		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 2b ecc. A _{max}	1.35	1.35	1.35		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 1 centr. A _{min}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 1 ecc. A _{min}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 2a centr. A _{min}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	1.01	0.00	0.00	1.35	0.90				1.50
	Gruppo 2a ecc. A _{min}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	1.01	0.00	0.00	1.35	0.90				1.50
	Gruppo 2b centr. A _{min}	1.35	1.35	1.35		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 2b ecc. A _{min}	1.35	1.35	1.35		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 1 centr. B _{max}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 1 ecc. B _{max}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 2a centr. B _{max}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	1.01	0.00	1.35	0.90				1.50
	Gruppo 2a ecc. B _{max}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	1.01	0.00	1.35	0.90				1.50
	Gruppo 2b centr. B _{max}	1.35	1.35	1.35		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 2b ecc. B _{max}	1.35	1.35	1.35		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.90				1.50
	Gruppo 1 centr. B _{min}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.90				1.50
Gruppo 1 ecc. B _{min}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.90				1.50	
Gruppo 2a centr. B _{min}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	0.90				1.50	
Gruppo 2a ecc. B _{min}	1.35	1.35	0.00		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	0.90				1.50	
Gruppo 2b centr. B _{min}	1.35	1.35	1.35		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.90				1.50	
Gruppo 2b ecc. B _{min}	1.35	1.35	1.35		1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.90				1.50	
SISMA	Sisma X Nmax+	1.00	1.00								0.20						1.00	0.30	0.30	
	Sisma Z Nmax+	1.00	1.00								0.20						0.30	0.30	1.00	
	Sisma Y Nmax+	1.00	1.00								0.20						0.30	1.00	0.30	
	Sisma X Nmax-	1.00	1.00								0.20						1.00	0.30	-0.30	
	Sisma Z Nmax-	1.00	1.00								0.20						0.30	0.30	-1.00	
	Sisma Y Nmax-	1.00	1.00								0.20						0.30	1.00	-0.30	

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Nz,B [kN]	Tx,B [kN]	Ty,B [kN]	Nz,C [kN]	Tx,C [kN]	Ty,C [kN]	Nz,D [kN]	Tx,D [kN]	Ty,D [kN]	Nz,E [kN]	Tx,E [kN]	Ty,E [kN]
Vento a ponte scarico	107	6	0	68	4	0	63	4	0	61	3	0	58	3	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	204	6	0	174	4	0	177	4	0	184	3	0	197	3	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	204	6	0	174	4	0	177	4	0	184	3	0	197	3	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	180	-47	0	147	-49	0	149	-49	0	153	-49	0	162	-49	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	180	-47	0	147	-49	0	149	-49	0	153	-49	0	162	-49	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	180	6	0	147	4	0	149	4	0	153	3	0	162	3	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	180	6	0	147	4	0	149	4	0	153	3	0	162	3	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	107	6	0	68	4	0	63	4	0	61	3	0	58	3	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	107	6	0	68	4	0	63	4	0	61	3	0	58	3	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	107	-47	0	68	-49	0	63	-49	0	61	-49	0	58	-49	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	107	-47	0	68	-49	0	63	-49	0	61	-49	0	58	-49	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	107	6	0	68	4	0	63	4	0	61	3	0	58	3	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	107	6	0	68	4	0	63	4	0	61	3	0	58	3	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	273	6	0	219	4	0	209	4	0	234	3	0	298	3	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	273	6	0	219	4	0	209	4	0	234	3	0	298	3	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	231	-47	0	181	-49	0	173	-49	0	190	-49	0	238	-49	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	231	-47	0	181	-49	0	173	-49	0	190	-49	0	238	-49	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	231	6	0	181	4	0	173	4	0	190	3	0	238	3	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	231	6	0	181	4	0	173	4	0	190	3	0	238	3	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	107	6	0	68	4	0	63	4	0	61	3	0	58	3	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	107	6	0	68	4	0	63	4	0	61	3	0	58	3	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	107	-47	0	68	-49	0	63	-49	0	61	-49	0	58	-49	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	107	-47	0	68	-49	0	63	-49	0	61	-49	0	58	-49	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	107	6	0	68	4	0	63	4	0	61	3	0	58	3	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	107	6	0	68	4	0	63	4	0	61	3	0	58	3	0
Sisma X Nmax+	94	8	2	66	5	2	64	5	2	64	5	2	64	5	2
Sisma Z Nmax+	96	2	2	67	2	2	65	1	2	65	1	2	65	1	2
Sisma Y Nmax+	94	2	7	66	2	7	64	1	7	64	1	7	64	1	7
Sisma X Nmax+	93	8	2	65	5	2	63	5	2	63	5	2	63	5	2
Sisma Z Nmax+	91	2	2	64	2	2	62	1	2	62	1	2	62	1	2
Sisma Y Nmax+	93	2	7	65	2	7	63	1	7	63	1	7	63	1	7

AZIONI SEU STR

SISMA

ST05 - RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE					
COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
Vento a ponte scarico	804	1011	82	564	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	1384	2226	538	944	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	1384	2226	538	944	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	1239	569	424	586	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	1239	569	424	586	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	1239	1922	424	849	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	1239	1922	424	849	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	804	1011	82	564	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	804	1011	82	564	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	804	-342	82	301	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	804	-342	82	301	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	804	1011	82	564	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	804	1011	82	564	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	1681	1345	794	564	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	1681	1345	794	564	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	1460	-92	615	301	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	1460	-92	615	301	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	1460	1261	615	564	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	1460	1261	615	564	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	804	1011	82	564	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	804	1011	82	564	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	804	-342	82	301	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	804	-342	82	301	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	804	1011	82	564	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	804	1011	82	564	0
Sisma X Nmax+	686	1407	204	643	20
Sisma Z Nmax+	697	525	206	232	20
Sisma Y Nmax+	686	526	380	232	66
Sisma X Nmax-	677	1408	203	643	20
Sisma Z Nmax-	666	527	201	232	20
Sisma Y Nmax-	677	526	378	232	66

AZIONI SLU STR

SISMA

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA					
COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
Vento a ponte scarico	12	1	0	5	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	12	13	0	46	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	12	13	0	46	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	417	148	0	279	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	417	148	0	279	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	12	10	0	36	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	12	10	0	36	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	12	1	0	5	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	12	1	0	5	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	417	140	0	248	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	417	140	0	248	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	12	1	0	5	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	12	1	0	5	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	12	1	0	5	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	12	1	0	5	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	417	140	0	248	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	417	140	0	248	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	12	1	0	5	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	12	1	0	5	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	12	1	0	5	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	12	1	0	5	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	417	140	0	248	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	417	140	0	248	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	12	1	0	5	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	12	1	0	5	0
Sisma X Nmax+	9	5	0	17	0
Sisma Z Nmax+	9	3	0	9	0
Sisma Y Nmax+	9	3	0	9	0
Sisma X Nmax-	9	5	0	17	0
Sisma Z Nmax-	9	3	0	9	0
Sisma Y Nmax-	9	3	0	9	0

AZIONI SLU STR

SISMA

Combinazioni di carico SLErare

Descrizione	Peso proprio	Permanenti	Centrifuga		ced. Vincolar	Ritiro	Var. termiche	Viscosità		C. mobili	Frenatura	Vento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincoli
Vento a ponte scarico	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60			1.00				1.00
Gruppo 1 centr. A _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Gruppo 1 ecc. A _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Gruppo 2a centr. A _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60	1.00
Gruppo 2a ecc. A _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60	1.00
Gruppo 2b centr. A _{max}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 2b ecc. A _{max}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 1 centr. A _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 1 ecc. A _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 2a centr. A _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	1.00	0.60	1.00
Gruppo 2a ecc. A _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	1.00	0.60	1.00
Gruppo 2b centr. A _{min}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 2b ecc. A _{min}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 1 centr. B _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 1 ecc. B _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 2a centr. B _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	1.00	0.60	1.00
Gruppo 2a ecc. B _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	1.00	0.60	1.00
Gruppo 2b centr. B _{max}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 2b ecc. B _{max}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 1 centr. B _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 1 ecc. B _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.60	1.00
Gruppo 2a centr. B _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.60	1.00
Gruppo 2a ecc. B _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.60	1.00
Gruppo 2b centr. B _{min}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.60	1.00
Gruppo 2b ecc. B _{min}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.60	1.00

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Nz,B [kN]	Tx,B [kN]	Ty,B [kN]	Nz,C [kN]	Tx,C [kN]	Ty,C [kN]	Nz,D [kN]	Tx,D [kN]	Ty,D [kN]	Nz,E [kN]	Tx,E [kN]	Ty,E [kN]
Vento a ponte scarico	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	151	4	0	129	3	0	131	2	0	136	2	0	146	2	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	151	4	0	129	3	0	131	2	0	136	2	0	146	2	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	133	-35	0	109	3	0	110	2	0	113	2	0	120	2	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	133	-35	0	109	3	0	110	2	0	113	2	0	120	2	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	133	4	0	109	3	0	110	2	0	113	2	0	120	2	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	133	4	0	109	3	0	110	2	0	113	2	0	120	2	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	79	-35	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	79	-35	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	202	4	0	162	3	0	155	2	0	173	2	0	221	2	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	202	4	0	162	3	0	155	2	0	173	2	0	221	2	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	171	-35	0	134	3	0	128	2	0	141	2	0	177	2	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	171	-35	0	134	3	0	128	2	0	141	2	0	177	2	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	171	4	0	134	3	0	128	2	0	141	2	0	177	2	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	171	4	0	134	3	0	128	2	0	141	2	0	177	2	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	79	-35	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	79	-35	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

SLerare

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
Vento a ponte scarico	596	771	30	417	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	1025	1718	199	698	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	1025	1718	199	698	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	918	1215	157	659	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	918	1215	157	659	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	918	1481	157	698	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	918	1481	157	698	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	596	771	30	698	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	596	771	30	698	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	596	505	30	659	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	596	505	30	659	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	596	771	30	698	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	596	771	30	698	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	1245	1090	294	698	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	1245	1090	294	698	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	1083	744	228	659	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	1083	744	228	659	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	1083	1010	228	698	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	1083	1010	228	698	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	596	771	30	698	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	596	771	30	698	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	596	505	30	659	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	596	505	30	659	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	596	771	30	698	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	596	771	30	695	0

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
Vento a ponte scarico	9	1	0	4	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	9	9	0	34	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	9	9	0	34	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	309	110	0	207	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	309	110	0	207	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	9	7	0	27	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	9	7	0	27	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	309	103	0	184	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	309	103	0	184	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	309	103	0	184	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	309	103	0	184	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	309	103	0	184	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	309	103	0	184	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	9	1	0	4	0
	0	0	0	0	0

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
Vento a ponte scarico	1950	958	0	30	1028
Gruppo 1 centr. A _{max}	2670	1373	0	199	2258
Gruppo 1 ecc. A _{max}	2670	1373	0	199	2258
Gruppo 2a centr. A _{max}	2563	1334	0	157	1897
Gruppo 2a ecc. A _{max}	2563	1334	0	157	1897
Gruppo 2b centr. A _{max}	2563	1373	0	157	2208
Gruppo 2b ecc. A _{max}	2563	1373	0	157	2208
Gruppo 1 centr. A _{min}	2241	1373	0	30	2055
Gruppo 1 ecc. A _{min}	2241	1373	0	30	2055
Gruppo 2a centr. A _{min}	2241	1334	0	30	1744
Gruppo 2a ecc. A _{min}	2241	1334	0	30	1744
Gruppo 2b centr. A _{min}	2241	1373	0	30	2055
Gruppo 2b ecc. A _{min}	2241	1373	0	30	2055
Gruppo 1 centr. B _{max}	2890	1373	0	294	2374
Gruppo 1 ecc. B _{max}	2890	1373	0	294	2374
Gruppo 2a centr. B _{max}	2728	1334	0	228	1983
Gruppo 2a ecc. B _{max}	2728	1334	0	228	1983
Gruppo 2b centr. B _{max}	2728	1373	0	228	2294
Gruppo 2b ecc. B _{max}	2728	1373	0	228	2294
Gruppo 1 centr. B _{min}	2241	1373	0	30	2055
Gruppo 1 ecc. B _{min}	2241	1373	0	30	2055
Gruppo 2a centr. B _{min}	2241	1334	0	30	1744
Gruppo 2a ecc. B _{min}	2241	1334	0	30	1744
Gruppo 2b centr. B _{min}	2241	1373	0	30	2055
Gruppo 2b ecc. B _{min}	2241	1373	0	30	2055

Combinazioni di carico SLE frequenti

Descrizione	Peso proprio	Permanenti	Centrifuga		ced. Vincolari	Ritiro	V ar. termiche		Viscosità	C. mobili				Frenatura	Vento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincoli
Vento a ponte scarico	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60						0.60				1.00
Gruppo 1 centr. A _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 1 ecc. A _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 2a centr. A _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.75	0.00	0.00	0.00	0.75	0.20			1.00
Gruppo 2a ecc. A _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.75	0.00	0.00	0.00	0.75	0.20			1.00
Gruppo 2b centr. A _{max}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 2b ecc. A _{max}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 1 centr. A _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 1 ecc. A _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 2a centr. A _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.20			1.00
Gruppo 2a ecc. A _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.20			1.00
Gruppo 2b centr. A _{min}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 2b ecc. A _{min}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 1 centr. B _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 1 ecc. B _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 2a centr. B _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.20			1.00
Gruppo 2a ecc. B _{max}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.20			1.00
Gruppo 2b centr. B _{max}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 2b ecc. B _{max}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 1 centr. B _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 1 ecc. B _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.20			1.00
Gruppo 2a centr. B _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.20			1.00
Gruppo 2a ecc. B _{min}	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.20			1.00
Gruppo 2b centr. B _{min}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20			1.00
Gruppo 2b ecc. B _{min}	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20			1.00

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Nz,B [kN]	Tx,B [kN]	Ty,B [kN]	Nz,C [kN]	Tx,C [kN]	Ty,C [kN]	Nz,D [kN]	Tx,D [kN]	Ty,D [kN]	Nz,E [kN]	Tx,E [kN]	Ty,E [kN]
Vento a ponte scarico	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	133	4	0	109	3	0	110	2	0	113	2	0	120	2	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	133	4	0	109	3	0	110	2	0	113	2	0	120	2	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	133	-25	0	109	3	0	110	2	0	113	2	0	120	2	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	133	-25	0	109	3	0	110	2	0	113	2	0	120	2	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	133	4	0	109	3	0	110	2	0	113	2	0	120	2	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	133	4	0	109	3	0	110	2	0	113	2	0	120	2	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	79	-25	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	79	-25	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	202	4	0	162	3	0	155	2	0	173	2	0	221	2	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	202	4	0	162	3	0	155	2	0	173	2	0	221	2	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	171	-25	0	134	3	0	128	2	0	141	2	0	177	2	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	171	-25	0	134	3	0	128	2	0	141	2	0	177	2	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	171	4	0	134	3	0	128	2	0	141	2	0	177	2	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	171	4	0	134	3	0	128	2	0	141	2	0	177	2	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	79	-25	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	79	-25	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	79	4	0	50	3	0	47	2	0	45	2	0	43	2	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

SLEfrequenti

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
Vento a ponte scarico	596	771	30	417	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	918	1481	157	627	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	918	1481	157	627	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	918	1282	157	598	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	918	1282	157	598	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	918	1481	157	627	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	918	1481	157	627	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	596	771	30	627	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	596	771	30	627	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	596	571	30	598	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	596	571	30	598	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	596	771	30	627	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	596	771	30	627	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	1245	1090	294	627	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	1245	1090	294	627	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	1083	811	228	598	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	1083	811	228	598	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	1083	1010	228	627	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	1083	1010	228	627	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	596	771	30	627	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	596	771	30	627	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	596	571	30	598	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	596	571	30	598	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	596	771	30	627	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	596	771	30	627	0

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
Vento a ponte scarico	9	1	0	4	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	9	7	0	27	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	9	7	0	27	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	234	84	0	162	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	234	84	0	162	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	9	7	0	27	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	9	7	0	27	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	234	78	0	139	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	234	78	0	139	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	234	78	0	139	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	234	78	0	139	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	234	78	0	139	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	234	78	0	139	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	9	1	0	4	0

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
Vento a ponte scarico	1950	958	0	30	1028
Gruppo 1 centr. A _{max}	2490	1270	0	157	1951
Gruppo 1 ecc. A _{max}	2490	1270	0	157	1951
Gruppo 2a centr. A _{max}	2490	1240	0	157	1718
Gruppo 2a ecc. A _{max}	2490	1240	0	157	1718
Gruppo 2b centr. A _{max}	2490	1270	0	157	1951
Gruppo 2b ecc. A _{max}	2490	1270	0	157	1951
Gruppo 1 centr. A _{min}	2168	1270	0	30	1798
Gruppo 1 ecc. A _{min}	2168	1270	0	30	1798
Gruppo 2a centr. A _{min}	2168	1240	0	30	1565
Gruppo 2a ecc. A _{min}	2168	1240	0	30	1565
Gruppo 2b centr. A _{min}	2168	1270	0	30	1798
Gruppo 2b ecc. A _{min}	2168	1270	0	30	1798
Gruppo 1 centr. B _{max}	2817	1270	0	294	2117
Gruppo 1 ecc. B _{max}	2817	1270	0	294	2117
Gruppo 2a centr. B _{max}	2655	1240	0	228	1804
Gruppo 2a ecc. B _{max}	2655	1240	0	228	1804
Gruppo 2b centr. B _{max}	2655	1270	0	228	2038
Gruppo 2b ecc. B _{max}	2655	1270	0	228	2038
Gruppo 1 centr. B _{min}	2168	1270	0	30	1798
Gruppo 1 ecc. B _{min}	2168	1270	0	30	1798
Gruppo 2a centr. B _{min}	2168	1240	0	30	1565
Gruppo 2a ecc. B _{min}	2168	1240	0	30	1565
Gruppo 2b centr. B _{min}	2168	1270	0	30	1798
Gruppo 2b ecc. B _{min}	2168	1270	0	30	1798

Combinazioni di carico SLE quasi permanenti

Descrizione	Peso proprio	Permanenti	Centrifuga		ced. Vincolari	Ritiro	Var. termiche	Viscosità	C. mobili				Frenatura	Vento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincoli	
Vento a ponte scarico	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00					0.00	0.00				0.00
Gruppo 1 centr. A _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 1 ecc. A _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2a centr. A _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2a ecc. A _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2b centr. A _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2b ecc. A _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 1 centr. A _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 1 ecc. A _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2a centr. A _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2a ecc. A _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2b centr. A _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2b ecc. A _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 1 centr. B _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 1 ecc. B _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2a centr. B _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2a ecc. B _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2b centr. B _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2b ecc. B _{max}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 1 centr. B _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 1 ecc. B _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2a centr. B _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2a ecc. B _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2b centr. B _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00
Gruppo 2b ecc. B _{min}	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Nz,B [kN]	Tx,B [kN]	Ty,B [kN]	Nz,C [kN]	Tx,C [kN]	Ty,C [kN]	Nz,D [kN]	Tx,D [kN]	Ty,D [kN]	Nz,E [kN]	Tx,E [kN]	Ty,E [kN]
Vento a ponte scarico	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	79	0	0	50	0	0	47	0	0	45	0	0	43	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

SLEquasi permanenti

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
SLEqp	596	709	30	403	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	596	709	30	403	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	596	709	30	403	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	596	709	30	403	0

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
SLEqp	9	1	0	4	0
Gruppo 1 centr. A _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 ecc. A _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a centr. A _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a ecc. A _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b centr. A _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b ecc. A _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 centr. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 ecc. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a centr. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a ecc. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b centr. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b ecc. A _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 centr. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 ecc. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a centr. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a ecc. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b centr. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b ecc. B _{max}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 centr. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 1 ecc. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a centr. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2a ecc. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b centr. B _{min}	9	1	0	4	0
Gruppo 2b ecc. B _{min}	9	1	0	4	0
	0	0	0	0	0

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
Vento a ponte scarico	1950	945	0	30	951
Gruppo 1 centr. A _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 1 ecc. A _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2a centr. A _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2a ecc. A _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2b centr. A _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2b ecc. A _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 1 centr. A _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 1 ecc. A _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2a centr. A _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2a ecc. A _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2b centr. A _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2b ecc. A _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 1 centr. B _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 1 ecc. B _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2a centr. B _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2a ecc. B _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2b centr. B _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2b ecc. B _{max}	1950	945	0	30	951
Gruppo 1 centr. B _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 1 ecc. B _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2a centr. B _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2a ecc. B _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2b centr. B _{min}	1950	945	0	30	951
Gruppo 2b ecc. B _{min}	1950	945	0	30	951

7.4.2 RIASSUNTO SOLLECITAZIONI MASSIME

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU STR	Nz,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	417	279	0	148
	Tx,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	417	279	0	148
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	12	5	0	1
	Mxx _{max}	Vento a ponte scarico	12	5	0	1
	Myy _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	417	5	0	148
SLU EQU	Nz,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	415	279	0	148
	Tx,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	415	279	0	148
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	10	5	0	1
	Mxx _{max}	Vento a ponte scarico	10	5	0	1
	Myy _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	415	5	0	148
SISMA	Nz,A _{max}	Sisma Z Nmax+	9	9	0	3
	Tx,A _{max}	Sisma X Nmax+	9	17	0	5
	Ty,A _{max}	Sisma Y Nmax+	9	9	0	3
	Mxx _{max}	Sisma Y Nmax+	9	9	0	3
	Myy _{max}	Sisma X Nmax+	9	9	0	5
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU STR	Nz,A _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	1681	564	0	1345
	Tx,A _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	1384	944	0	2226
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	804	564	0	1011
	Mxx _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	1681	564	0	1345
	Myy _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	1384	564	0	2226
SLU EQU	Nz,A _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	1532	884	0	1353
	Tx,A _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	1235	884	0	2234
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	655	503	0	743
	Mxx _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	1532	884	0	1353
	Myy _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	1235	884	0	2234
SISMA	Nz,A _{max}	Sisma Z Nmax+	697	232	20	525
	Tx,A _{max}	Sisma X Nmax+	686	643	20	1407
	Ty,A _{max}	Sisma Y Nmax+	686	232	66	526
	Mxx _{max}	Sisma Y Nmax+	686	232	20	526
	Myy _{max}	Sisma X Nmax-	677	232	20	1408

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLE rare	Nz,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	309	207	0	110
	Tx,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	309	207	0	110
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	9	4	0	1
	Mxx _{max}	Vento a ponte scarico	9	4	0	1
	Myy _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	309	4	0	110
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLE rare	Nz,A _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	1245	698	0	1090
	Tx,A _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	1025	698	0	1718
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	596	417	0	771
	Mxx _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	1245	698	0	1090
	Myy _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	1025	698	0	1718

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLE freq		Gruppo 2a centr. Amax	234	162	0	84
		Gruppo 2a centr. Amax	234	162	0	84
		Vento a ponte scarico	9	4	0	1
		Vento a ponte scarico	9	4	0	1
		Gruppo 2a centr. Amax	234	4	0	84
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLEfreq		Gruppo 1 centr. Bmax	1245	627	0	1090
		Gruppo 1 centr. Amax	918	627	0	1481
		Vento a ponte scarico	596	417	0	771
		Gruppo 1 centr. Bmax	1245	627	0	1090
		Gruppo 1 centr. Amax	918	627	0	1481

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
 INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA**

	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLEqp	9	4	0	0	1

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
 INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE**

	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLEqp	596	403	0	30	709

7.5 VERIFICA ARMATURA PARAGHIAIA

Le sollecitazioni massime risultanti per la verifica di armatura di cui al par. precedente al metro di lunghezza di paraghiaia valgono:

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
 INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA**

		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU STR	Nz,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	149	100	0	53
	Tx,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	149	100	0	53
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	4	2	0	0
	Mxx _{max}	Vento a ponte scarico	4	2	0	0
	Myy _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	149	2	0	53
SLU EQU	Nz,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	148	100	0	53
	Tx,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	148	100	0	53
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	3	2	0	0
	Mxx _{max}	Vento a ponte scarico	3	2	0	0
	Myy _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	148	2	0	53
SISMA	Nz,A _{max}	Sisma Z Nmax+	3	3	0	1
	Tx,A _{max}	Sisma X Nmax+	3	6	0	2
	Ty,A _{max}	Sisma Y Nmax+	3	3	0	1
	Mxx _{max}	Sisma Y Nmax+	3	3	0	1
	Myy _{max}	Sisma X Nmax+	3	3	0	2

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA							
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLE rare	Nz,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	110	74	0	0	39
	Tx,A _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	110	74	0	0	39
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	3	1	0	0	0
	Mxx _{max}	Vento a ponte scarico	3	1	0	0	0
	Myy _{max}	Gruppo 2a centr. Amax	110	1	0	0	39

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLE freq	Gruppo 2a centr. Amax	69	48	0	0	25
	Gruppo 2a centr. Amax	62	43	0	0	22
	Vento a ponte scarico	2	1	0	0	0
	Vento a ponte scarico	2	1	0	0	0
	Gruppo 2a centr. Amax	62	1	0	0	22

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA					
	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLEqp	2	1	0	0	0

**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.
 NOME FILE SEZIONE: Paragh-rev1**

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Molto aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertia
 Riferimento alla sismicit : Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40
 Resis. compr. di progetto fcd: 188.00 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 352205 daN/cm²
 Resis. media a trazione fctm: 31.00 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 199.20 daN/cm²
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 199.20 daN/cm²
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.200 mm
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 149.40 daN/cm²
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 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 progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-11.0	-50.0
2	-11.0	50.0
3	11.0	50.0
4	11.0	-50.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-4.5	-41.5	20
2	-4.5	41.5	20
3	4.5	41.5	20
4	4.5	-41.5	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

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

CALCOLO DI RESISTENZA - 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	14900	0	5300	0	10000

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	11000	0	3900

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	6900	0 (0)	2500 (3051)

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	200	0 (0)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.0 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	14900	0	5300	14889	0	9817	1.85	15.7(3.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.377	11.0	50.0	-0.00040	4.5	41.5	-0.00579	-4.5	-41.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000599517	0.000000000	-0.003094706	0.377	0.911

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm ²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	10000	18184	17.5	100.0	0.0180	0.7

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	88.0	11.0	50.0	-1485	-4.5	20.8	750	15.7

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	56.4	11.0	50.0	-957	-4.5	20.8	750	15.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00086	0	0.500	20.0	55	0.00029 (0.00029)	349	0.100 (0.20)	0	3051

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.1	-11.0	50.0	1	4.5	-41.5	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0	0

7.6 VERIFICA ARMATURA MURO FRONTALE

Le sollecitazioni massime risultanti per la verifica di armatura sono quelle di cui al par.6.3.2.

Si verifica una sezione di lunghezza unitaria dividendo le sollecitazioni per lo sviluppo del muro frontale e si hanno al metro lineare:

		CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE					
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLU STR	Nz,A _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	497	167	0	235	398
	Tx,A _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	409	279	0	159	658
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	238	167	0	24	299
	Mxx _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	497	167	0	235	398
	Myy _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	409	167	0	159	658
SLU EQU	Nz,A _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	453	262	0	104	400
	Tx,A _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	365	262	0	72	661
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	194	149	0	-1	220
	Mxx _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	453	262	0	104	400
	Myy _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	365	262	0	72	661
SISMA	Nz,A _{max}	Sisma Z Nmax+	206	69	6	61	155
	Tx,A _{max}	Sisma X Nmax+	203	190	6	60	416
	Ty,A _{max}	Sisma Y Nmax+	203	69	19	112	156
	Mxx _{max}	Sisma Y Nmax+	203	69	6	112	156
	Myy _{max}	Sisma X Nmax-	200	69	6	60	416

		CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE					
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLE rare	Nz,A _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	368	206	0	87	323
	Tx,A _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	303	206	0	59	508
	Ty,A _{max}	Vento a ponte scarico	176	123	0	9	228
	Mxx _{max}	Gruppo 1 centr. Bmax	368	206	0	87	323
	Myy _{max}	Gruppo 1 centr. Amax	303	206	0	59	508

		CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE				
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLE.freq	Gruppo 1 centr. Bmax	368	186	0	87	323
	Gruppo 1 centr. Amax	241	165	0	41	390
	Vento a ponte scarico	157	110	0	8	203
	Gruppo 1 centr. Bmax	328	165	0	77	287
	Gruppo 1 centr. Amax	241	165	0	41	390

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
 INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE**

	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLEqp	157	106	0	8	186

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME FILE SEZIONE: Muro front-rev1

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	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:	352205	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	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 progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto 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:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-40.5	-50.0
2	-40.5	50.0
3	40.5	50.0
4	40.5	-50.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-32.5	-40.0	24
2	-32.5	40.0	24
3	32.5	-40.0	22
4	32.5	40.0	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	24
2	3	4	3	22

Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Diametro in mm delle barre della generazione

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	40900	15900	65800	0	27900
2	36500	7200	66100	0	26200
3	20000	6000	41600	600	6900

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	36800	8700	32300

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	36800	8700	32300

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

1	36800	8700 (9834)	32300 (36511)
2	24100	4100 (4101)	39000 (39008)

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	15700	0 (0)	18600 (44499)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.6 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	40900	15900	65800	40900	18064	75904	1.15	26.4(14.5)
2	S	36500	7200	66100	36522	7974	74955	1.13	22.6(14.5)
3	S	20000	6000	41600	20029	10001	69398	1.67	26.4(14.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.157	40.5	50.0	0.00106	32.5	40.0	-0.01873	-32.5	-40.0
2	0.00350	0.129	40.5	50.0	0.00053	32.5	40.0	-0.02355	-32.5	-40.0
3	0.00350	0.126	40.5	50.0	0.00046	32.5	40.0	-0.02421	-32.5	-40.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

ST05 - RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000278809	0.000020872	-0.008835352	0.157	0.700
2	0.000357383	0.000010652	-0.011506605	0.129	0.700
3	0.000362801	0.000013619	-0.011874378	0.126	0.700

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio V_y di comb. (sollecit. retta)
 Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
 d Altezza utile sezione [cm]
 bw Larghezza minima sezione [cm]
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	27822	36943	72.4	98.6	0.0042	0.5
2	S	26188	36712	72.7	99.6	0.0042	0.5
3	S	6918	35606	72.6	99.0	0.0047	0.2

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	36.1	40.5	50.0	-317	-32.5	-40.0	----	----

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	36.1	40.5	50.0	-317	-32.5	-40.0	----	----
2	S	36.8	40.5	50.0	-364	-32.5	-40.0	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	9834	36511
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	4101	39008

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	16.7	40.5	50.0	-150	-32.5	20.0	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	44499

A taglio:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
Base sezione: b=	1000 mm
Altezza sezione: h =	810 mm
Copriferro: c =	50 mm
DATI ARMATURA	
Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa=	24 mm
N° barre tese =	17
Diametro armatura compressa =	22 mm
N° barre compresse =	17

AZIONI	
N_{Ed} =	0.00 kN
V =	279.00 kN
γ_{Rd} =	1.00
$V_{Ed} = V \cdot \gamma_{Rd} =$	279.00 kN

Resistenza sezioni non armate a taglio	V_{Rd}	515.41 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

8 MURO ANDATORE

Il calcolo del paramento del muro si effettua mediante l'utilizzo di schemi statici semplificati per piastre e l'utilizzo delle tabelle di Bares.

In funzione delle lunghezze della piastra si applicano contemporaneamente i carichi risultanti rettangolari e triangolari, come da analisi seguenti.

Si calcolano le pareti con lo schema di piastra incastrata su due lati.

Le dimensioni del muro sono:

lunghezza:2.50m

altezza:5.48 m

spessore allo spiccato: 1.10m

spessore a 5.48m dallo spiccato:0.70m

Di seguito si considera una striscia di verifica di lunghezza unitaria.

Con le notazioni seguenti, M_y è il momento di verifica delle barre verticali ed M_x delle barre orizzontali.

8.1 SEZIONE DI SPICCATO SP.110CM

DATI INPUT DI CALCOLO

Lunghezza muro	[a]	2.50 m
Altezza muro	[b]	5.48 m
Spessore muro	[s]	1.10 m
Peso cls	$[\gamma_{cls}]$	25 kN/m ³
Peso terreno	$[\gamma_t]$	20 kN/m ³
Angolo d'attrito	$[\varphi]$	35°
K_o		0.426
K_a		0.271
K_{as}		0.291
$a_g * S$		0.045
Sovraccarico		44.5 kPa
S.L.U. coeff.		1.35
S.L.E. coeff.		1.00
S.L.SISMA coeff.		1.00

valori caratteristici:

$$N = 5.48 * 1.10 * 25 = 150.70 \text{ kN/m}$$

carico verticale peso proprio

$$Q_1 = 44.5 * 0.426 = 18.98 \text{ kN/m}$$

spinta carico accidentale

$$Q_2 = 20 * 0.426 * 5.48 = 46.74 \text{ kN/m}$$

spinta rinterro

- Combinazione SLU e SLE rara

$$\text{SLU: } 1.35N + 1.5Q_1 + 1.35Q_2$$

$$\text{SLE rara: } N + Q_1 + Q_2$$

Combinazioni S.L.U.			Combinazioni S.L.E. rara		
M_x^+	5	kNm/m	M_x^+	4	kNm/m
M_x^-	-143	kNm/m	M_x^-	-106	kNm/m
M_y^+	62	kNm/m	M_y^+	46	kNm/m
M_y^-	-192	kNm/m	M_y^-	-143	kNm/m
T_x^+	124	kN/m			
T_x^-	-11	kN/m			
T_y^+	337	kN/m			
T_y^-	-12	kN/m			

- SLEfreq

$$N = 5.48 * 1.10 * 25 = 150.70 \text{ kN/m}$$

carico verticale peso proprio

$$Q^1 = 44.5 * 0.426 * 0.75 = 14.235 \text{ kN/m}$$

spinta carico accidentale

$$Q^2 = 20 * 0.426 * 5.48 = 46.74 \text{ kN/m}$$

spinta rinterro

Combinazioni S.L.E. freq

M_x^+	3	kNm/m
M_x^-	-97	kNm/m
M_y^+	41	kNm/m
M_y^-	-128	kNm/m

 - **SLEqp**

$$N = 5.48 * 1.10 * 25 = 150.70 \text{ kN/m}$$

carico verticale peso proprio

$$Q^2 = 20 * 0.426 * 5.48 = 46.74 \text{ kN/m}$$

spinta rinterro

Combinazioni S.L.E. qp

M_x^+	2	kNm/m
M_x^-	-70	kNm/m
M_y^+	26	kNm/m
M_y^-	-83	kNm/m

 - **Combinazione sismica**

$N = b * s * \gamma_{clis} =$	$= 5.48 * 1.10 * 25 =$	150.70 kN/m	<i>carico verticale peso proprio</i>
$Q_1 = \gamma_t * K * 0.5 =$	$44.5 * 0.426 * 0.5 =$	9.49 kN/m	<i>50% spinta carico accidentale</i>
$Q_2 = b * \gamma_t * K =$	$5.48 * 20 * 0.426 =$	46.74 kN/m	<i>spinta rinterro</i>
$Q_4 = Q_2 * (K_{33} - K_3) / K_3 =$	$46.74 * (0.291 - 0.271) / 0.271 =$	3.45 kN/m	<i>incremento spinta rinterro</i>
$Q_6 = N * a_g * S =$	$150.7 * 0.045 =$	6.78 kN/m	<i>inerzia muro</i>
$Q_7 = \gamma_t * b * a_g * S =$	$20 * 5.48 * 0.045 =$	4.93 kN/m	<i>inerzia rinterro</i>

Combinazioni S.L.SISMA		
M_x^+	4	kNm/m
M_x	-115	kNm/m
M_y^+	49	kNm/m
M_y	-154	kNm/m
T_x^+	98	kN/m
T_x	-9	kN/m
T_y^+	268	kN/m
T_y	-10	kN/m

8.1.1 VERIFICA ARMATURA VERTICALE

Si adottano $\phi 24/20$ lato monte e $\phi 22/20$ lato valle:

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: **andatore120**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00 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:	336430 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20 daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40 daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 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 progetto fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	110.0
3	50.0	110.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	8.0	22
2	40.0	8.0	22
3	-40.0	102.0	24
4	40.0	102.0	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	22
2	3	4	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - 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	-19200	0	0	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	-14300	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	-12800 (-70569)	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	-8300 (-70569)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.6 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	-19200	0	0	-88641	0	4.62	22.6(18.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

ST05 - RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Ys max		Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.069	-50.0	0.0	-0.00049	-40.0	8.0	-0.04732	-40.0	102.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c		Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.								
x/d		Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45								
C.Rid.		Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue								
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.					
1	0.000000000	-0.000498227	0.003500000	0.069	0.700					

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

Ver		S = comb. verificata/ N = comb. non verificata								
Sc max		Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [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								
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	
1	S	6.3	50.0	0.0	-80	20.0	102.0	----	----	

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.7	-50.0	0.0	-72	20.0	102.0	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.		La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione									
e1		Esito della verifica									
e2		Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata									
k1		Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]									
kt		= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]									
k2		= 0.5 per flessione; = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]									
k3		= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali									
k4		= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali									
Ø		Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]									
Cf		Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa									
e sm - e cm		Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]									
sr max		Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]									
wk		Massima distanza tra le fessure [mm]									
Mx fess.		Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max \cdot (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi									
My fess.		Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]									
		Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]									
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	-70569	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1 S 3.7 -50.0 0.0 -47 -20.0 102.0 --- ---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-70569	0

8.1.2 VERIFICA ARMATURA ORIZZONTALE

Considerando che il muro risulta rastremato, è stata presa in considerazione a favore di sicurezza una sezione media di spessore 83cm. Si adottano $\phi 20/20$ lato monte e $\phi 20/20$ lato valle:

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.
NOME FILE SEZIONE: andatore120orizz

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	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:	336430	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	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 progetto fyd:		3913.0	daN/cm ²
Resist. ultima di progetto ftd:		3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 \cdot \beta 2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta 1 \cdot \beta 2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	83.0
3	50.0	83.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	6.0	20
2	40.0	6.0	20
3	-40.0	77.0	20
4	40.0	77.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

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

CALCOLO DI RESISTENZA - 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	15070	-14300	0	0	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	-10600	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	-9700 (-40029)	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	-7000 (-40029)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.0 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	15070	-14300	0	15092	-52120	0	3.64	15.7(14.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1	0.00350	0.072	-50.0	0.0	-0.00027	-40.0	6.0	-0.04484	-40.0	77.0
---	---------	-------	-------	-----	----------	-------	-----	----------	-------	------

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000627772	0.003500000	0.072	0.700

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata								
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [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								
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.2	-50.0	0.0	-105	20.0	77.0	----	----

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.5	-50.0	0.0	-96	20.0	77.0	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione										
e1	Esito della verifica										
e2	Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata										
k1	Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff										
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]										
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]										
k3	= $(e1 + e2)/(2*e1)$ [eq.(7.13)EC2]										
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]										
e sm - e cm	Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa										
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]										
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]										
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]										
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]										
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00367	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	-40029	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.4	-50.0	0.0	-70	-20.0	77.0	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

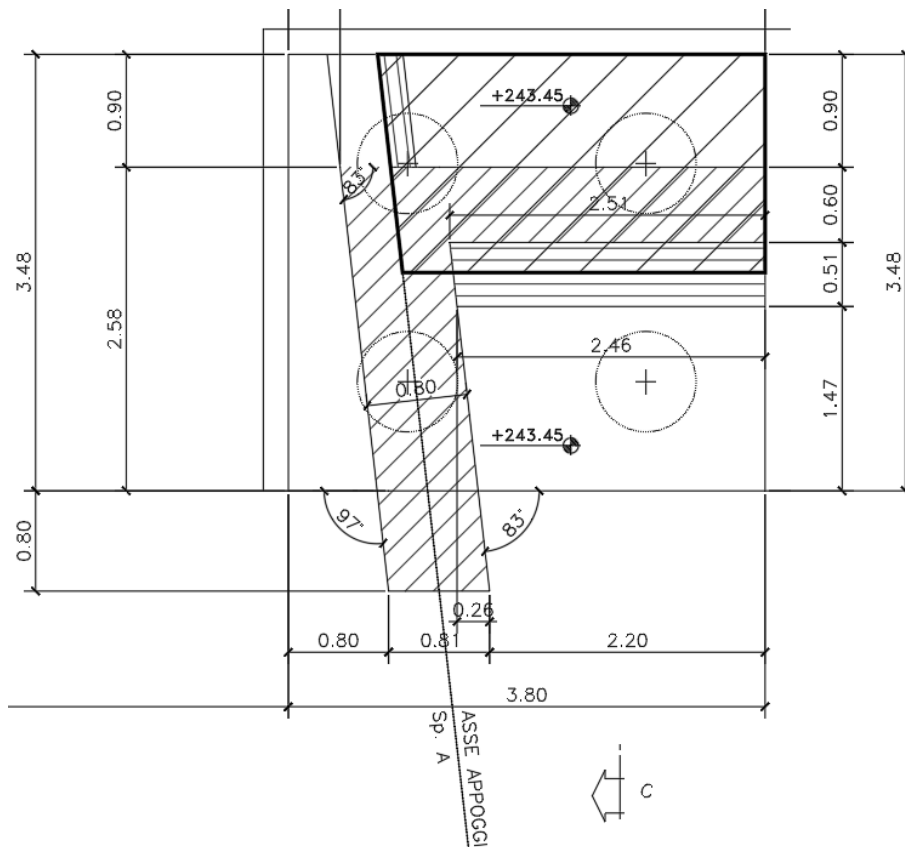
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00219	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-40029	0

9 FONDAZIONE

9.1 ARMATURA TRASVERSALE

Il plinto è stato verificato in corrispondenza della coppia di pali più sollecitati considerando uno schema di mensola incastrata in corrispondenza del muro frontale.

Si considera la porzione di fondazione evidenziata nello schema seguente:

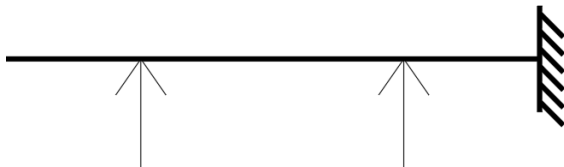


Sollecitazioni massime nei pali:

SLU	Gruppo 1 centr. Amax
Palo	N
n°	kN
1	1934
2	177

<i>SLErare</i>	<i>Gruppo 1 centr. Amax</i>
Palo	N
n°	kN
1	1319
2	130

Schema di carico:



Alle azioni sul palo si sottraggono il peso della fondazione e del terreno sovrastante:

Peso porzione di fondazione gravante sul singolo palo per area di influenza:

$$W_1 = 83 \quad \text{kN}$$

$$W_2 = 83 \quad \text{kN}$$

Peso porzione di terreno gravante sul singolo palo per area di influenza:

$$Q_1 = 33 \quad \text{kN}$$

$$Q_2 = 33 \quad \text{kN}$$

Si ha:

	Palo	N_{palo}	W_{fond}	Q	N_{palo}-W_{fond}-Q	b	M	
	n°	kN	kN	kN	kN	(m)	kNm	
SLU	1	1934	83	33	1818	0.14	255	
	2	177	83	33	61	2.04	125	
				tot.	1880	tot.	380	
				T_{max}=	940	M_{max}=	190	kNm/ml
	Palo	N_{palo}	W_{fond}	Q	N_{palo}-W_{fond}-Q	b	M	
	n°	kN	kN	kN	kN	(m)	kNm	
SLE	1	1319	83	33	1203	0.14	168	
	2	130	83	33	14	2.04	29	
						tot.	198	
						M_{max}=	99	kNm/ml

**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.
 NOME FILE SEZIONE: FONDAZIONE SPALLA**

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
 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: C28/35
 Resis. compr. di progetto fcd: 158.60 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 323080 daN/cm²
 Resis. media a trazione fctm: 27.60 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 168.00 daN/cm²
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 168.00 daN/cm²
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.400 mm
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 126.00 daN/cm²
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di progetto fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di progetto ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito
 Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2: 1.00
 Coeff. Aderenza differito β1*β2: 0.50
 Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-87.0	0.0
2	-87.0	100.0
3	87.0	100.0
4	87.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-77.0	7.0	22
2	77.0	7.0	22
3	-77.0	93.0	22
4	77.0	93.0	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	7	22
2	3	4	7	22

CALCOLO DI RESISTENZA - 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	19000	0	0	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	-9900	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	-9900 (-90516)	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	-9900 (-90516)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	17.1 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0	19000	0	0	121402	0	6.39	34.6(34.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1	0.00350	0.071	-87.0	100.0	-0.00020	-77.0	93.0	-0.04571	-77.0	7.0
---	---------	-------	-------	-------	----------	-------	------	----------	-------	-----

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000529134	-0.049413402	0.071	0.700

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.0	-87.0	0.0	-39	57.8	93.0	---	---

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.0	-87.0	0.0	-39	57.8	93.0	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	-90516	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.0	-87.0	0.0	-39	57.8	93.0	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	-90516	0

9.2 PUNZONAMENTO

Si conduce nel seguente paragrafo la verifica al punzonamento del plinto ad opera dei pali di fondazione.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con la formula:

$$P_{\text{resistente}} = 0.5 * u * h * f_{\text{ctd}}$$

Dove:

h = spessore plinto;

u = perimetro del contorno ottenuto mediante una ripartizione a 45° dell'impronta di carico (palo di fondazione) fino al piano medio del plinto;

f_{ctd} = valore di calcolo della resistenza a trazione del cls

Resistenza cubica del cls R_{ck} (N/mm ²)	35
Resistenza media a trazione f_{ctm} (N/mm ²)	2.83
Resistenza caratteristica a trazione f_{ctk} (N/mm ²)	1.98
Resistenza a trazione di calcolo f_{ctd} (N/mm ²)	1.32

Le sollecitazioni di progetto si ottengono sommando le reazioni sui pali che insistono sulla superficie di punzonamento. Le sollecitazioni sono diminuite del peso del plinto e del terreno di ricoprimento che non effettuano azione di punzonamento essendo carichi diretti.

L'azione sollecitante risulta in definitiva:

$$P_{\text{sollecitante}} = R_{\text{pali}} - N_{\text{plinto}} - N_{\text{terreno}}$$

(a favore di sicurezza si trascura il contributo del terreno)

La verifica risulta soddisfatta se:

$$P_{\text{sollecitante}} \leq P_{\text{resistente}}$$

Dall'analisi delle superfici di rottura si evidenzia che non esiste interferenza tra quelle relative ai vari pali per cui si esegue la verifica sul palo più caricato con la superficie più piccola.

Sollecitazioni sui pali

N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1934									

Determinazione del carico sollecitante

Superficie di punzonamento	Somma dei carichi sui pali	ΣP kN	Perimetro contorno m	Superficie resist. laterale m ²	Area caricata m ²	Peso zattera kN	Peso terreno kN	$\Sigma P - P_z - P_t$ kN
S1	N1	1934	7.200	7.20	3.24	81	0	1853

Calcolo del coefficiente di sicurezza

Superficie di punzonamento	$P_{sollecitante}$ kN/m ²	$P_{resistente}$ kN/m ²	$P_{resist.}/P_{sollecit.}$	VERIFICA
S1	2780	4763	1.71	OK

Non si dispone specifica armatura a taglio.

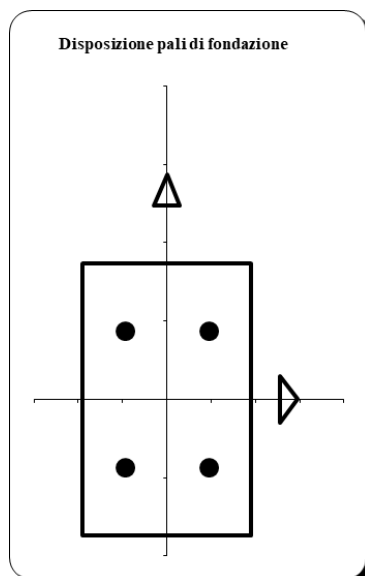
10 PALI

10.1 AZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE

In questo paragrafo è riportato il calcolo delle sollecitazioni di carico assiale, momento e taglio agenti lungo il fusto dei pali. Le azioni sui pali sono calcolate a partire dalle sollecitazioni trasmesse in fondazione dalla struttura. Le azioni globali sono relative al baricentro della fondazione della spalla e sono riferite all'intradosso della fondazione stessa.

Le verifiche dei pali di fondazione sono eseguite con riferimento alle combinazioni di carico più gravose caratterizzate da massimo sforzo assiale e massima azione tagliante sui pali.

10.1.1 GEOMETRIA DELLA PALIFICATA



$f =$	0.80	m	Diametro pali
$A_p =$	0.50	m ²	Area singolo palo
$n_p =$	4.00		Numero totale pali
$B_x =$	3.80	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. X
$B_y =$	3.48	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. Y

COORD. CENTRO PALI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONE

Palo	X	Y	r_i	X^2	Y^2	r_i^2
n°	m	m	m	m ²	m ²	m ²
1	0.95	0.87	1.29	0.90	0.76	1.66
2	-0.95	0.87	1.29	0.90	0.76	1.66
3	0.95	-0.87	1.29	0.90	0.76	1.66
4	-0.95	-0.87	1.29	0.90	0.76	1.66

10.1.2 COMBINAZIONI SLU

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C. n°	N kN	T _x kN	T _y kN	M _x kNm	M _y kNm	N _{max/palo} kN	N _{min/palo} kN	T _{/palo} kN
Vento a ponte scarico	2633	1295	0	82	1610	1105	211	324
Gruppo 1 centr. A _{max}	3605	1856	0	538	3338	1934	-132	464
Gruppo 1 ecc. A _{max}	3605	1856	0	538	3338	1934	-132	464
Gruppo 2a centr. A _{max}	3362	1453	0	424	1250	1291	390	363
Gruppo 2a ecc. A _{max}	3362	1453	0	424	1250	1291	390	363
Gruppo 2b centr. A _{max}	3362	1716	0	424	2906	1727	-46	429
Gruppo 2b ecc. A _{max}	3362	1716	0	424	2906	1727	-46	429
Gruppo 1 centr. A _{min}	2633	1295	0	82	1610	1105	211	324
Gruppo 1 ecc. A _{min}	2633	1295	0	82	1610	1105	211	324
Gruppo 2a centr. A _{min}	2633	1032	0	82	-46	694	622	258
Gruppo 2a ecc. A _{min}	2633	1032	0	82	-46	694	622	258
Gruppo 2b centr. A _{min}	2633	1295	0	82	1610	1105	211	324
Gruppo 2b ecc. A _{min}	2633	1295	0	82	1610	1105	211	324
Gruppo 1 centr. B _{max}	3509	1295	0	794	2558	1778	-24	324
Gruppo 1 ecc. B _{max}	3509	1295	0	794	2558	1778	-24	324
Gruppo 2a centr. B _{max}	3288	1032	0	615	663	1173	471	258
Gruppo 2a ecc. B _{max}	3288	1032	0	615	663	1173	471	258
Gruppo 2b centr. B _{max}	3288	1295	0	615	2319	1609	35	324
Gruppo 2b ecc. B _{max}	3288	1295	0	615	2319	1609	35	324
Gruppo 1 centr. B _{min}	2633	1295	0	82	1610	1105	211	324
Gruppo 1 ecc. B _{min}	2633	1295	0	82	1610	1105	211	324
Gruppo 2a centr. B _{min}	2633	1032	0	82	-46	694	622	258
Gruppo 2a ecc. B _{min}	2633	1032	0	82	-46	694	622	258
Gruppo 2b centr. B _{min}	2633	1295	0	82	1610	1105	211	324
Gruppo 2b ecc. B _{min}	2633	1295	0	82	1610	1105	211	324

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1105	1934	1934	1291	1291	1727	1727	1105	1105	670	670	1105	1105
2	258	177	177	633	633	198	198	258	258	694	694	258	258
3	1058	1625	1625	1048	1048	1483	1483	1058	1058	622	622	1058	1058
4	211	-132	-132	390	390	-46	-46	211	211	647	647	211	211
max	1105	1934	1934	1291	1291	1727	1727	1105	1105	694	694	1105	1105
n°palo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1
min	211	-132	-132	390	390	-46	-46	211	211	622	622	211	211
n°palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	4	4
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	1778	1778	1173	1173	1609	1609	1105	1105	670	670	1105	1105	
2	432	432	824	824	388	388	258	258	694	694	258	258	
3	1322	1322	820	820	1256	1256	1058	1058	622	622	1058	1058	
4	-24	-24	471	471	35	35	211	211	647	647	211	211	
max	1778	1778	1173	1173	1609	1609	1105	1105	694	694	1105	1105	
n°palo	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	
min	-24	-24	471	471	35	35	211	211	622	622	211	211	
n°palo	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	4	4	

max	1934
min	694

10.1.3 COMBINAZIONE SISMICA
SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Sisma X Nmax+	2108	1302	57	336	2237	1212	-158	326
Sisma Z Nmax+	2140	449	57	338	250	698	372	113
Sisma Y Nmax+	2108	449	192	818	263	831	223	122
Sisma X Nmax-	2080	1302	57	334	2248	1208	-168	326
Sisma Z Nmax-	2048	449	57	332	287	683	341	113
Sisma Y Nmax-	2080	449	192	816	274	827	213	122

	<i>Sisma X</i> <i>Nmax+</i>	<i>Sisma Z</i> <i>Nmax+</i>	<i>Sisma Y</i> <i>Nmax+</i>	<i>Sisma X</i> <i>Nmax-</i>	<i>Sisma Z</i> <i>Nmax-</i>	<i>Sisma Y</i> <i>Nmax-</i>
Palo	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1212	698	831	1208	683	827
2	35	566	693	24	532	683
3	1019	504	361	1016	492	358
4	-158	372	223	-168	341	213
<i>max</i>	1212	698	831	1208	683	827
<i>n° palo</i>	1	1	1	1	1	1
<i>min</i>	-158	372	223	-168	341	213
<i>n° palo</i>	4	4	4	4	4	4
<i>max</i>	1212					
<i>min</i>	-168					

10.1.4 COMBINAZIONI SLE

SLE RARE

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Vento a ponte scarico	1950	958	0	30	1028	767	208	239
Gruppo 1 centr. A _{max}	2670	1373	0	199	2258	1319	16	343
Gruppo 1 ecc. A _{max}	2670	1373	0	199	2258	1319	16	343
Gruppo 2a centr. A _{max}	2563	1334	0	157	1897	1185	96	334
Gruppo 2a ecc. A _{max}	2563	1334	0	157	1897	1185	96	334
Gruppo 2b centr. A _{max}	2563	1373	0	157	2208	1267	15	343
Gruppo 2b ecc. A _{max}	2563	1373	0	157	2208	1267	15	343
Gruppo 1 centr. A _{min}	2241	1373	0	30	2055	1110	11	343
Gruppo 1 ecc. A _{min}	2241	1373	0	30	2055	1110	11	343
Gruppo 2a centr. A _{min}	2241	1334	0	30	1744	1028	93	334
Gruppo 2a ecc. A _{min}	2241	1334	0	30	1744	1028	93	334
Gruppo 2b centr. A _{min}	2241	1373	0	30	2055	1110	11	343
Gruppo 2b ecc. A _{min}	2241	1373	0	30	2055	1110	11	343
Gruppo 1 centr. B _{max}	2890	1373	0	294	2374	13	13	343
Gruppo 1 ecc. B _{max}	2890	1373	0	294	2374	13	13	343
Gruppo 2a centr. B _{max}	2728	1334	0	228	1983	94	94	334
Gruppo 2a ecc. B _{max}	2728	1334	0	228	1983	94	94	334
Gruppo 2b centr. B _{max}	2728	1373	0	228	2294	13	13	343
Gruppo 2b ecc. B _{max}	2728	1373	0	228	2294	13	13	343
Gruppo 1 centr. B _{min}	2241	1373	0	30	2055	11	11	343
Gruppo 1 ecc. B _{min}	2241	1373	0	30	2055	11	11	343
Gruppo 2a centr. B _{min}	2241	1334	0	30	1744	93	93	334
Gruppo 2a ecc. B _{min}	2241	1334	0	30	1744	93	93	334
Gruppo 2b centr. B _{min}	2241	1373	0	30	2055	11	11	343
Gruppo 2b ecc. B _{min}	2241	1373	0	30	2055	11	11	343

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	767	1319	1319	1185	1185	1267	1267	1110	1110	1028	1028	1110	1110
2	226	130	130	187	187	105	105	28	28	110	110	28	28
3	749	1205	1205	1095	1095	1177	1177	1092	1092	1011	1011	1092	1092
4	208	16	16	96	96	15	15	11	11	93	93	11	11
max	767	1319	1319	1185	1185	1267	1267	1110	1110	1028	1028	1110	1110
n° palo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
min	208	16	16	96	96	15	15	11	11	93	93	11	11
n° palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	1432	1432	1270	1270	1351	1351	1110	1110	1028	1028	1110	1110	
2	182	182	226	226	144	144	28	28	110	110	28	28	
3	1263	1263	1138	1138	1220	1220	1092	1092	1011	1011	1092	1092	
4	13	13	94	94	13	13	11	11	93	93	11	11	
max	1432	1432	1270	1270	1351	1351	1110	1110	1028	1028	1110	1110	
n° palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
min	13	13	94	94	13	13	11	11	93	93	11	11	
n° palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
max	1319												
min	11												

SLE frequenti

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T_x	T_y	M_x	M_y	N_{max/palo}	N_{min/palo}	T_{palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Vento a ponte scarico	1950	958	0	30	1028	767	208	239
Gruppo 1 centr. A _{max}	2490	1270	0	157	1951	1181	64	317
Gruppo 1 ecc. A _{max}	2490	1270	0	157	1951	1181	64	317
Gruppo 2a centr. A _{max}	2490	1240	0	157	1718	1120	125	310
Gruppo 2a ecc. A _{max}	2490	1240	0	157	1718	1120	125	310
Gruppo 2b centr. A _{max}	2490	1270	0	157	1951	1181	64	317
Gruppo 2b ecc. A _{max}	2490	1270	0	157	1951	1181	64	317
Gruppo 1 centr. A _{min}	2168	1270	0	30	1798	1024	60	317
Gruppo 1 ecc. A _{min}	2168	1270	0	30	1798	1024	60	317
Gruppo 2a centr. A _{min}	2168	1240	0	30	1565	963	122	310
Gruppo 2a ecc. A _{min}	2168	1240	0	30	1565	963	122	310
Gruppo 2b centr. A _{min}	2168	1270	0	30	1798	1024	60	317
Gruppo 2b ecc. A _{min}	2168	1270	0	30	1798	1024	60	317
Gruppo 1 centr. B _{max}	2817	1270	0	294	2117	63	63	317
Gruppo 1 ecc. B _{max}	2817	1270	0	294	2117	63	63	317
Gruppo 2a centr. B _{max}	2655	1240	0	228	1804	123	123	310
Gruppo 2a ecc. B _{max}	2655	1240	0	228	1804	123	123	310
Gruppo 2b centr. B _{max}	2655	1270	0	228	2038	62	62	317
Gruppo 2b ecc. B _{max}	2655	1270	0	228	2038	62	62	317
Gruppo 1 centr. B _{min}	2168	1270	0	30	1798	60	60	317
Gruppo 1 ecc. B _{min}	2168	1270	0	30	1798	60	60	317
Gruppo 2a centr. B _{min}	2168	1240	0	30	1565	122	122	310
Gruppo 2a ecc. B _{min}	2168	1240	0	30	1565	122	122	310
Gruppo 2b centr. B _{min}	2168	1270	0	30	1798	60	60	317
Gruppo 2b ecc. B _{min}	2168	1270	0	30	1798	60	60	317

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	767	1181	1181	1120	1120	1181	1181	1024	1024	963	963	1024	1024
2	226	154	154	216	216	154	154	78	78	139	139	78	78
3	749	1091	1091	1029	1029	1091	1091	1007	1007	945	945	1007	1007
4	208	64	64	125	125	64	64	60	60	122	122	60	60
max	767	1181	1181	1120	1120	1181	1181	1024	1024	963	963	1024	1024
n° palo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
min	208	64	64	125	125	64	64	60	60	122	122	60	60
n° palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	1346	1346	1204	1204	1266	1266	1024	1024	963	963	1024	1024	
2	232	232	255	255	193	193	78	78	139	139	78	78	
3	1177	1177	1073	1073	1134	1134	1007	1007	945	945	1007	1007	
4	63	63	123	123	62	62	60	60	122	122	60	60	
max	1346	1346	1204	1204	1266	1266	1024	1024	963	963	1024	1024	
n° palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
min	63	63	123	123	62	62	60	60	122	122	60	60	
n° palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	

max	1181
min	60

SLE quasi permanenti

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C. n°	N kN	T _x kN	T _y kN	M _x kNm	M _y kNm	N _{max/palo} kN	N _{min/palo} kN	T _{/palo} kN
Vento a ponte scarico	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 1 centr. A _{max}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 1 ecc. A _{max}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 2a centr. A _{max}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 2a ecc. A _{max}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 2b centr. A _{max}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 2b ecc. A _{max}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 1 centr. A _{min}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 1 ecc. A _{min}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 2a centr. A _{min}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 2a ecc. A _{min}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 2b centr. A _{min}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 2b ecc. A _{min}	1950	945	0	30	951	746	229	236
Gruppo 1 centr. B _{max}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 1 ecc. B _{max}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 2a centr. B _{max}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 2a ecc. B _{max}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 2b centr. B _{max}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 2b ecc. B _{max}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 1 centr. B _{min}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 1 ecc. B _{min}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 2a centr. B _{min}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 2a ecc. B _{min}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 2b centr. B _{min}	1950	945	0	30	951	229	229	236
Gruppo 2b ecc. B _{min}	1950	945	0	30	951	229	229	236

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746
2	246	246	246	246	246	246	246	246	246	246	246	246	246
3	729	729	729	729	729	729	729	729	729	729	729	729	729
4	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229
max	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746
n° palo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
min	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229
n° palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	
2	246	246	246	246	246	246	246	246	246	246	246	246	
3	729	729	729	729	729	729	729	729	729	729	729	729	
4	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	
max	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	746	
n° palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
min	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	229	
n° palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	

max	746
min	229

10.2 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

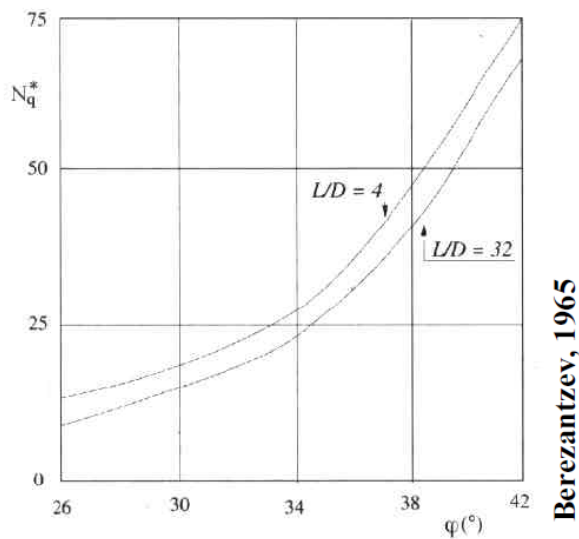
Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^{*)}	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^{*)} da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

10.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE

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

CARICO LIMITE Pali di grande diametro



CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO
OPERA: CV16

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): **0.80** (m) Area del Palo (Ap): **0.503** (m²)
 Carico massimo sul palo Nd = **1934** (kN) Lpalo= **28.00** (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_{SPR} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
1	Ghiaia e sa	4.00	0.00	18.00	18.00	10.00	27.00	0.43	0.00	0.00	0.00
2	Ghiaia e sa	7.00	11.00	19.00	19.00	10.00	35.00	0.43	0.00	0.00	0.00
3	Sabbia e sc	17.00	28.00	18.00	8.00	10.00	30.00	0.43	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	rappporto 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 $\gamma_n=\gamma'$)

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]
3		17.00	28.00	18.00	8.00	10.00	30.00	0.43	0.00	0.00	0.00

A_b	Area della base del palo	0.50	[m ²]
σ_{vL}	Pressione geostatica di base	341	[kPa]
$N_q = \nu B_k$	Coeff. di pressione geostatica	17	
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]
N_c	Coeff. di coesione	0	
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	2913.89	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	1306.68	[kN]

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

	$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$		c_a	s
$\sigma_{h,1}$	0	72	36	15.624	[kPa]	0.00	7.96
$\sigma_{h,2}$	72	205	138.5	60.109	[kPa]	0.00	42.09
$\sigma_{h,3}$	205	341	273	117.39	[kPa]	0.00	67.78
$\sigma_{h,4}$	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,5}$	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,6}$	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,7}$	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,8}$	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,9}$	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	3716.23	[kN]	Peso proprio palo	351.86	[kN]
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	1666.47	[kN]			

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

γ_{terreno}	20 kN/mc		
γ_{cls}	25 kN/mc		
Peso palo =		352	kN
Peso terreno =		281	kN
$\Delta W =$		70	kN

Nslu	1934	Q_{punta}	1307	
W*1.35	95	Q_{lat}	1666	
	<u>2029</u>		<u>2973</u>	VERIFICA SODDISFATTA

I pali non sono ad interasse di 3 diametri e pertanto si assume un fattore di efficienza $E = 0,75$. Da qui la portata totale ammissibile di gruppo vale $(Q_{\text{punta}} + Q_{\text{lat}}) * n^{\circ} \text{pali} - W_{\text{pali}}$

n°pali	4	kN	
PORTATA TOTALE AMM. DI GRUPPO =		11611	
CARICO MASSIMO SULLA PALIFICATA =		3605	VERIFICA SODDISFATTA

10.4 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:

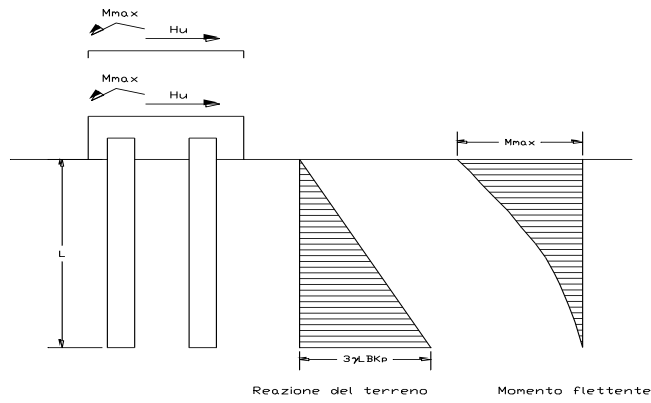
- $H_u (e+2/3f) = 2 M_y$

dove:

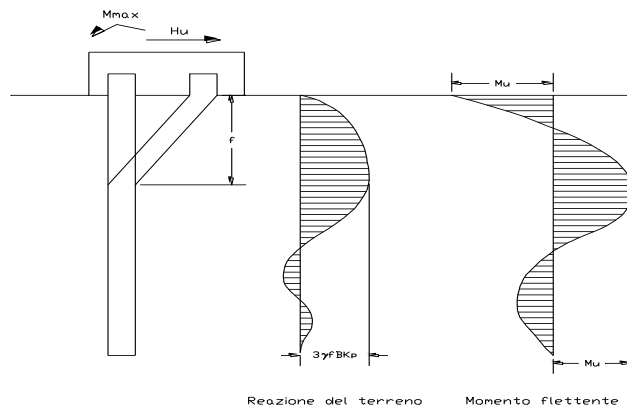
- $f = 0.82 [H_u / (\gamma d k_p)]^{0.5}$.

Schemi di rottura metodo di Broms:

Pali corti:



Pali lunghi:



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

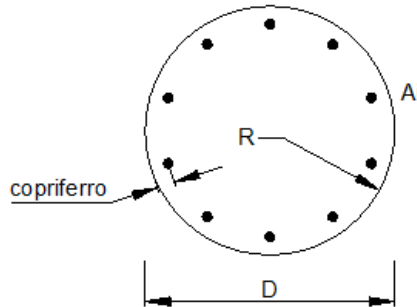
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)
 Raggio = 400 (mm)
 Sforzo Normale = -168 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (N/mm²)
 $\gamma_{m,c}$ = 2.1
 α = 0.8
 $f_{cd} = Rck / \gamma_c = 14.29$ (N/mm²)



Acciaio

tipo di acciaio: B450C
 $f_{yk} = 450$ (N/mm²)
 $\gamma_E = 1.00$
 $\gamma_S = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.3$ (N/mm²)
 $E_s = 210000$ (N/mm²)
 $\epsilon_{ys} = 0.186\%$
 $\epsilon_{uk} = 7.500\%$
 $\epsilon_{ud} = 6.750\%$
 $\alpha = 0.9$

Armature

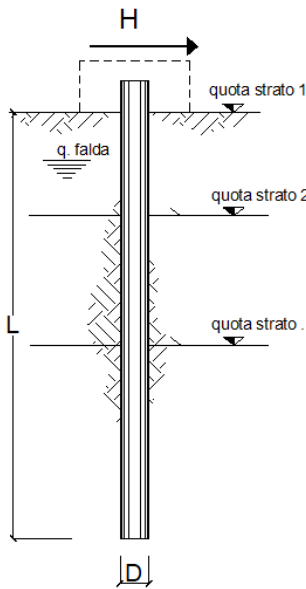
numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
30	26	15927.87	90
		0.00	
		0.00	

calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 1435.7$ (kN m)

opera **ST05**



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	18	18	27	2.66	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		-11.00	19	19	35	3.69	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		-28.00	18	8	30	3.00	0
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda	-27	(m)
Diametro del palo D	0.80	(m)
Lunghezza del palo L	28.00	(m)
Momento di plasticizzazione palo M_y	1435	(kNm)
Step di calcolo	0.01	(m)

- palo impedito di ruotare
- palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo	H =	1021.9	(kN)
Palo intermedio	H =	14720.6	(kN)
Palo corto	H =	61085.8	(kN)

Hlim = 1021.9 (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

$R_t = H_{lim}/(\xi * \gamma) = 1021.9 \text{ kN} / (1.65 * 1.3) = 476 > T_{max} = 464 \text{ kN} \quad \text{OK}$

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

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

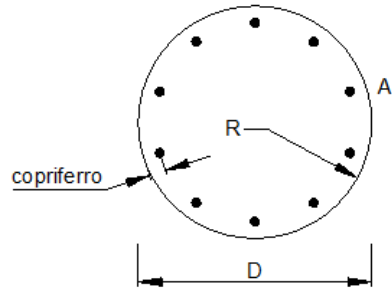
Diametro = 800 (mm)
 Raggio = 400 (mm)
 Sforzo Normale = 694 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 $\frac{N}{mm^2}$
 $\gamma_{m,c}$ = 2.1
 α = 0.8

$f_{cd} = R_{ck} / \gamma_c = 14.29 \text{ (N/mm}^2\text{)}$



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (N/mm^2)
 γ_E = 1.00
 γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

E_s = 210000 (N/mm^2)

ϵ_{ys} = 0.186%
 ϵ_{uk} = 7.500%
 ϵ_{ud} = 6.750%
 α = 0.9

Armature

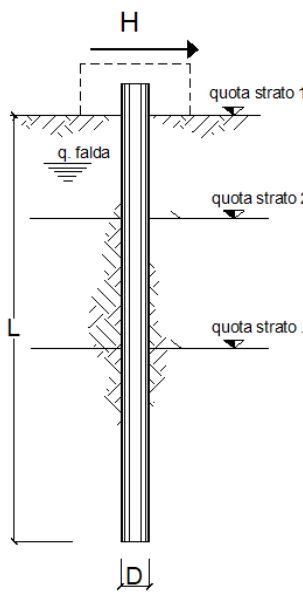
numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
10	26	5309.29	90
0	24	0.00	90
0	8	0.00	30

calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 693.2 \text{ (kN m)}$

opera **CV16**



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	18	18	27	2.66	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 2	-11.00	19	19	35	3.69	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 3	-28.00	18	8	30	3.00	0
<input type="checkbox"/>	strato 4					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 5					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 6					1.00	

Quota falda -27 (m)
 Diametro del palo D 0.80 (m)
 Lunghezza del palo L 28.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 693 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 628.3 (kN)
 Palo intermedio H = 14647.2 (kN)
 Palo corto H = 61085.8 (kN)
Hlim = 628.3 (kN) Palo lungo

$$R_t = H_{lim} / (\zeta * \gamma) = 628 \text{ kN} / (1.65 * 1.3) = 293 > T \text{ al di sotto di 1.5m di profondità}$$

10.5 CEDIMENTI

Il cedimento della palificata e del singolo palo maggiormente sollecitato, risulta:

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)
Carico sul palo (P):	1319.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	28.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	26.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	70.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	4	(-)
Spaziatura dei pali (s)	1.9	(m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

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

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 2.01 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = \quad 1.46 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

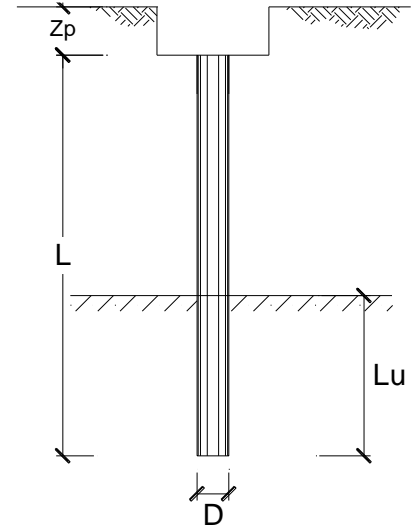
Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = \quad 0.521$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = \quad 4 \quad * \quad 1.44 \quad * \quad 1.46 = \quad 8.39 \quad (\text{mm})$$



Tali valori risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.

10.6 SOLLECITAZIONI LUNGO IL PALO

Di seguito si ricavano i momenti agenti lungo il palo per la verifica strutturale:

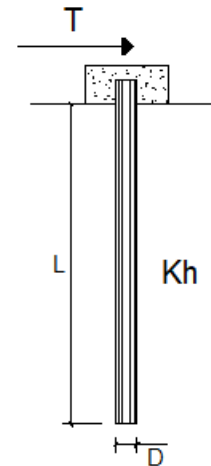
Comb. SLU

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: ST05

DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	0.8	(m)
Lunghezza del palo (L)	28	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	40	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	464	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	2010619	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E \cdot J / k_h \cdot D)^{1/4}$):	297.62	(cm)



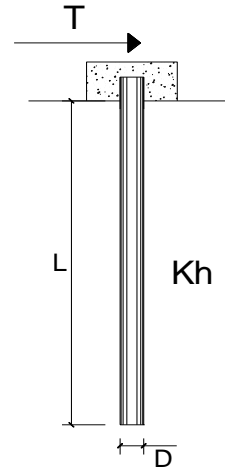
z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.487	19.49	0.00000	690.489	-464.000
0.56	0.472	18.88	-0.00051	454.961	-377.632
1.12	0.434	17.36	-0.00083	266.608	-296.198
1.68	0.382	15.29	-0.00100	121.686	-222.927
2.24	0.324	12.98	-0.00105	15.074	-159.558
2.80	0.266	10.63	-0.00103	-58.987	-106.702
3.36	0.210	8.39	-0.00096	-106.361	-64.163
3.92	0.159	6.36	-0.00085	-132.639	-31.201
4.48	0.115	4.60	-0.00073	-142.895	-6.746
5.04	0.078	3.12	-0.00060	-141.552	10.436
5.60	0.048	1.92	-0.00047	-132.326	21.617
6.16	0.025	0.98	-0.00036	-118.232	28.023
6.72	0.007	0.28	-0.00026	-101.621	30.776
7.28	-0.005	-0.21	-0.00018	-84.259	30.861
7.84	-0.014	-0.54	-0.00011	-67.399	29.108
8.40	-0.018	-0.74	-0.00006	-51.873	26.198
8.96	-0.021	-0.83	-0.00002	-38.173	22.664
9.52	-0.021	-0.84	0.00001	-26.530	18.908
10.08	-0.020	-0.80	0.00003	-16.982	15.221
10.64	-0.018	-0.72	0.00004	-9.433	11.798
11.20	-0.016	-0.63	0.00004	-3.697	8.756
11.76	-0.013	-0.53	0.00005	0.456	6.154
12.32	-0.011	-0.43	0.00004	3.280	4.007
12.88	-0.008	-0.33	0.00004	5.026	2.299
13.44	-0.006	-0.25	0.00004	5.930	0.991
14.00	-0.004	-0.18	0.00003	6.202	0.036
14.56	-0.003	-0.12	0.00002	6.026	-0.622
15.12	-0.002	-0.07	0.00002	5.551	-1.038

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)
15.68	-0.001	-0.03	0.00001	4.899	-1.262
16.24	0.000	0.00	0.00001	4.164	-1.341
16.80	0.000	0.01	0.00001	3.416	-1.318
17.36	0.001	0.03	0.00000	2.702	-1.224
17.92	0.001	0.03	0.00000	2.053	-1.088
18.48	0.001	0.04	0.00000	1.487	-0.931
19.04	0.001	0.04	0.00000	1.012	-0.768
19.60	0.001	0.03	0.00000	0.626	-0.611
20.16	0.001	0.03	0.00000	0.325	-0.468
20.72	0.001	0.03	0.00000	0.099	-0.342
21.28	0.001	0.02	0.00000	-0.062	-0.236
21.84	0.000	0.02	0.00000	-0.169	-0.149
22.40	0.000	0.01	0.00000	-0.232	-0.080
22.96	0.000	0.01	0.00000	-0.262	-0.029
23.52	0.000	0.01	0.00000	-0.267	0.008
24.08	0.000	0.00	0.00000	-0.255	0.033
24.64	0.000	0.00	0.00000	-0.232	0.049
25.20	0.000	0.00	0.00000	-0.202	0.056
25.76	0.000	0.00	0.00000	-0.170	0.058
26.32	0.000	0.00	0.00000	-0.138	0.056
26.88	0.000	0.00	0.00000	-0.108	0.051
27.44	0.000	0.00	0.00000	-0.081	0.045
28.00	0.000	0.00	0.00000	-0.058	0.038

Comb. SLerare
PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI
OPERA: ST05

DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	0.8	(m)
Lunghezza del palo (L)	28	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	40	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	343	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	2010619	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	297.62	(cm)



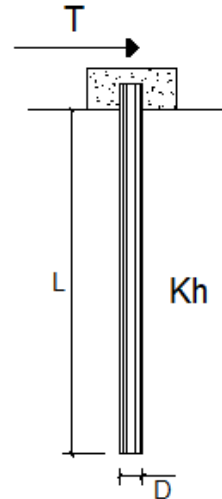
z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.360	14.41	0.00000	510.426	-343.000
0.56	0.349	13.96	-0.00038	336.318	-279.155
1.12	0.321	12.83	-0.00061	197.083	-218.957
1.68	0.283	11.30	-0.00074	89.953	-164.793
2.24	0.240	9.59	-0.00078	11.143	-117.949
2.80	0.196	7.86	-0.00076	-43.604	-78.877
3.36	0.155	6.20	-0.00071	-78.624	-47.431
3.92	0.118	4.70	-0.00063	-98.050	-23.064
4.48	0.085	3.40	-0.00054	-105.631	-4.987
5.04	0.058	2.31	-0.00044	-104.638	7.714
5.60	0.035	1.42	-0.00035	-97.819	15.980
6.16	0.018	0.73	-0.00027	-87.400	20.715
6.72	0.005	0.21	-0.00020	-75.121	22.751
7.28	-0.004	-0.16	-0.00013	-62.286	22.813
7.84	-0.010	-0.40	-0.00008	-49.823	21.518
8.40	-0.014	-0.54	-0.00005	-38.346	19.366
8.96	-0.015	-0.61	-0.00002	-28.218	16.754
9.52	-0.016	-0.62	0.00001	-19.612	13.977
10.08	-0.015	-0.59	0.00002	-12.554	11.252
10.64	-0.013	-0.54	0.00003	-6.973	8.721
11.20	-0.012	-0.47	0.00003	-2.733	6.472
11.76	-0.010	-0.39	0.00003	0.337	4.549
12.32	-0.008	-0.32	0.00003	2.425	2.962
12.88	-0.006	-0.25	0.00003	3.716	1.699
13.44	-0.005	-0.19	0.00003	4.384	0.733
14.00	-0.003	-0.13	0.00002	4.585	0.026
14.56	-0.002	-0.09	0.00002	4.454	-0.460
15.12	-0.001	-0.05	0.00001	4.103	-0.767

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)
15.68	-0.001	-0.02	0.00001	3.622	-0.933
16.24	0.000	0.00	0.00001	3.078	-0.992
16.80	0.000	0.01	0.00001	2.525	-0.974
17.36	0.000	0.02	0.00000	1.997	-0.905
17.92	0.001	0.02	0.00000	1.518	-0.804
18.48	0.001	0.03	0.00000	1.100	-0.688
19.04	0.001	0.03	0.00000	0.748	-0.568
19.60	0.001	0.02	0.00000	0.463	-0.452
20.16	0.001	0.02	0.00000	0.240	-0.346
20.72	0.000	0.02	0.00000	0.073	-0.253
21.28	0.000	0.02	0.00000	-0.046	-0.174
21.84	0.000	0.01	0.00000	-0.125	-0.110
22.40	0.000	0.01	0.00000	-0.172	-0.059
22.96	0.000	0.01	0.00000	-0.194	-0.021
23.52	0.000	0.01	0.00000	-0.198	0.006
24.08	0.000	0.00	0.00000	-0.189	0.025
24.64	0.000	0.00	0.00000	-0.171	0.036
25.20	0.000	0.00	0.00000	-0.150	0.042
25.76	0.000	0.00	0.00000	-0.126	0.043
26.32	0.000	0.00	0.00000	-0.102	0.041
26.88	0.000	0.00	0.00000	-0.080	0.038
27.44	0.000	0.00	0.00000	-0.060	0.033
28.00	0.000	0.00	0.00000	-0.043	0.028

Comb. SLEfreq
PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI
OPERA: ST05

DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	0.8	(m)
Lunghezza del palo (L)	28	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	40	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	317	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	2010619	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	297.62	(cm)



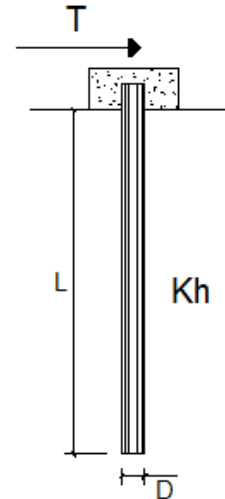
z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.333	13.31	0.00000	471.735	-317.000
0.56	0.322	12.90	-0.00035	310.824	-257.995
1.12	0.296	11.86	-0.00056	182.144	-202.360
1.68	0.261	10.45	-0.00068	83.134	-152.302
2.24	0.222	8.87	-0.00072	10.299	-109.008
2.80	0.182	7.26	-0.00071	-40.299	-72.898
3.36	0.143	5.73	-0.00065	-72.665	-43.835
3.92	0.109	4.35	-0.00058	-90.617	-21.316
4.48	0.079	3.14	-0.00050	-97.624	-4.609
5.04	0.053	2.13	-0.00041	-96.707	7.130
5.60	0.033	1.31	-0.00032	-90.404	14.768
6.16	0.017	0.67	-0.00025	-80.775	19.145
6.72	0.005	0.19	-0.00018	-69.427	21.026
7.28	-0.004	-0.15	-0.00012	-57.565	21.084
7.84	-0.009	-0.37	-0.00008	-46.046	19.887
8.40	-0.013	-0.50	-0.00004	-35.439	17.898
8.96	-0.014	-0.56	-0.00001	-26.079	15.484
9.52	-0.014	-0.57	0.00001	-18.125	12.918
10.08	-0.014	-0.55	0.00002	-11.602	10.399
10.64	-0.012	-0.50	0.00003	-6.444	8.060
11.20	-0.011	-0.43	0.00003	-2.526	5.982
11.76	-0.009	-0.36	0.00003	0.312	4.204
12.32	-0.007	-0.29	0.00003	2.241	2.738
12.88	-0.006	-0.23	0.00003	3.434	1.571
13.44	-0.004	-0.17	0.00002	4.051	0.677
14.00	-0.003	-0.12	0.00002	4.237	0.024
14.56	-0.002	-0.08	0.00002	4.117	-0.425
15.12	-0.001	-0.05	0.00001	3.792	-0.709

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)
15.68	-0.001	-0.02	0.00001	3.347	-0.862
16.24	0.000	0.00	0.00001	2.845	-0.916
16.80	0.000	0.01	0.00000	2.334	-0.900
17.36	0.000	0.02	0.00000	1.846	-0.836
17.92	0.001	0.02	0.00000	1.403	-0.743
18.48	0.001	0.02	0.00000	1.016	-0.636
19.04	0.001	0.02	0.00000	0.691	-0.525
19.60	0.001	0.02	0.00000	0.428	-0.418
20.16	0.001	0.02	0.00000	0.222	-0.320
20.72	0.000	0.02	0.00000	0.067	-0.234
21.28	0.000	0.01	0.00000	-0.043	-0.161
21.84	0.000	0.01	0.00000	-0.116	-0.102
22.40	0.000	0.01	0.00000	-0.159	-0.055
22.96	0.000	0.01	0.00000	-0.179	-0.020
23.52	0.000	0.00	0.00000	-0.183	0.006
24.08	0.000	0.00	0.00000	-0.174	0.023
24.64	0.000	0.00	0.00000	-0.158	0.033
25.20	0.000	0.00	0.00000	-0.138	0.038
25.76	0.000	0.00	0.00000	-0.116	0.040
26.32	0.000	0.00	0.00000	-0.094	0.038
26.88	0.000	0.00	0.00000	-0.074	0.035
27.44	0.000	0.00	0.00000	-0.055	0.031
28.00	0.000	0.00	0.00000	-0.039	0.026

Comb. SLEqp
PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI
OPERA: ST05

DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	0.8	(m)
Lunghezza del palo (L)	28	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	40	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	236	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	2010619	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	297.62	(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	0.248	9.91	0.00000	351.197	-236.000
0.56	0.240	9.60	-0.00026	231.402	-192.072
1.12	0.221	8.83	-0.00042	135.602	-150.653
1.68	0.194	7.78	-0.00051	61.892	-113.385
2.24	0.165	6.60	-0.00054	7.667	-81.154
2.80	0.135	5.41	-0.00053	-30.002	-54.271
3.36	0.107	4.27	-0.00049	-54.097	-32.635
3.92	0.081	3.24	-0.00043	-67.463	-15.869
4.48	0.058	2.34	-0.00037	-72.679	-3.431
5.04	0.040	1.59	-0.00030	-71.996	5.308
5.60	0.024	0.98	-0.00024	-67.304	10.995
6.16	0.012	0.50	-0.00018	-60.135	14.253
6.72	0.004	0.14	-0.00013	-51.687	15.654
7.28	-0.003	-0.11	-0.00009	-42.856	15.696
7.84	-0.007	-0.28	-0.00006	-34.281	14.805
8.40	-0.009	-0.37	-0.00003	-26.384	13.325
8.96	-0.011	-0.42	-0.00001	-19.416	11.527
9.52	-0.011	-0.43	0.00000	-13.494	9.617
10.08	-0.010	-0.41	0.00001	-8.638	7.742
10.64	-0.009	-0.37	0.00002	-4.798	6.001
11.20	-0.008	-0.32	0.00002	-1.881	4.453
11.76	-0.007	-0.27	0.00002	0.232	3.130
12.32	-0.005	-0.22	0.00002	1.668	2.038
12.88	-0.004	-0.17	0.00002	2.557	1.169
13.44	-0.003	-0.13	0.00002	3.016	0.504
14.00	-0.002	-0.09	0.00002	3.155	0.018
14.56	-0.001	-0.06	0.00001	3.065	-0.317
15.12	-0.001	-0.04	0.00001	2.823	-0.528

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)
15.68	0.000	-0.02	0.00001	2.492	-0.642
16.24	0.000	0.00	0.00001	2.118	-0.682
16.80	0.000	0.01	0.00000	1.737	-0.670
17.36	0.000	0.01	0.00000	1.374	-0.622
17.92	0.000	0.02	0.00000	1.044	-0.553
18.48	0.000	0.02	0.00000	0.757	-0.473
19.04	0.000	0.02	0.00000	0.515	-0.391
19.60	0.000	0.02	0.00000	0.318	-0.311
20.16	0.000	0.02	0.00000	0.165	-0.238
20.72	0.000	0.01	0.00000	0.050	-0.174
21.28	0.000	0.01	0.00000	-0.032	-0.120
21.84	0.000	0.01	0.00000	-0.086	-0.076
22.40	0.000	0.01	0.00000	-0.118	-0.041
22.96	0.000	0.00	0.00000	-0.133	-0.015
23.52	0.000	0.00	0.00000	-0.136	0.004
24.08	0.000	0.00	0.00000	-0.130	0.017
24.64	0.000	0.00	0.00000	-0.118	0.025
25.20	0.000	0.00	0.00000	-0.103	0.029
25.76	0.000	0.00	0.00000	-0.087	0.030
26.32	0.000	0.00	0.00000	-0.070	0.028
26.88	0.000	0.00	0.00000	-0.055	0.026
27.44	0.000	0.00	0.00000	-0.041	0.023
28.00	0.000	0.00	0.00000	-0.029	0.019

10.7 VERIFICA ARMATURA PALO

Si verifica la sezione di armatura del palo con le sollecitazioni di cui al par. 9.1 e 9.6:

10.7.1 VERIFICA IN TESTA AI PALI

Si dispone una gabbia di 30 ϕ 26:

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.
NOME FILE SEZIONE: palo1000-1gabbia

Descrizione Sezione:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Tipologia sezione:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	
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 progetto 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.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	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 progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto 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.:	40.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della 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	31.0	30	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	16 mm
Passo staffe:	20.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - 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

ST05 - RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 Vy con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 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	69400	69000	0	46400	0
2	193400	69000	0	0	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	1100	51000	0
2	131900	51000	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	6000	47200 (20493)	0 (0)
2	118100	47200 (27557)	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	22900	35100 (21724)	0 (0)
2	74600	35100 (26128)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.9 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 6.1 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

ST05 - RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	69400	69000	0	69411	157516	0	2.28	90.3(10.1)
2	S	193400	69000	0	193429	165560	0	2.40	79.6(10.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.439	0.0	40.0	0.00249	0.0	31.0	-0.00448	0.0	-31.0
2	0.00350	0.516	0.0	40.0	0.00264	0.0	31.0	-0.00329	0.0	-31.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.00000000	0.000112409	-0.000996359	0.439	0.988
2	0.00000000	0.000095585	-0.000323412	0.516	1.000

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 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.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
--------	-----	-----	-----	-----	------	----	-----	-----	-----	-------

ST05 - RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

1	S	46400	104727	104726	59.2	73.4	2.500	1.098	8.9	20.1(0.0)
2	S	0	172953	41890	59.2	73.4	1.000	1.250	0.0	20.1(0.0)

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	88.6	0.0	0.0	-1747	0.0	-31.0	748	37.2
2	S	96.3	0.0	0.0	-923	0.0	-31.0	473	26.5

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	82.3	0.0	0.0	-1583	0.0	-31.0	748	37.2
2	S	88.9	0.0	0.0	-877	0.0	-31.0	502	26.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00097	0	0.500	26.0	77	0.00059 (0.00047)	351	0.206 (0.40)	20493	0
2	S	-0.00058	0	0.500	26.0	77	0.00026 (0.00026)	345	0.091 (0.40)	27557	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	62.5	0.0	0.0	-1053	0.0	-31.0	684	37.2
2	S	65.5	0.0	0.0	-728	0.0	-31.0	531	26.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00065	0	0.500	26.0	77	0.00040 (0.00032)	343	0.137 (0.30)	21724	0
2	S	-0.00047	0	0.500	26.0	77	0.00023 (0.00022)	350	0.080 (0.30)	26128	0

10.7.2 VERIFICA PER LA RIDUZIONE DI ARMATURA – TRATTO 2

Le sollecitazioni massime di verifica oltre la quota di riduzione armatura (-10.0m da intradosso fondazione) sono le seguenti: (dal par. 9.6)

$$N_{\min} = 694 \text{ kN} \quad M_{\text{SLU}} = 17 \text{ kNm} \quad T_{\text{SLU}} = 15 \text{ kN}$$

$$N_{\text{SLRare}} = 11 \text{ kN} \quad M_{\text{SLRare}} = 12.5 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{SLEfreq}} = 60 \text{ kN} \quad M_{\text{SLEfreq}} = 11.6 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{SLEqp}} = 229 \text{ kN} \quad M_{\text{SLEqp}} = 8.6 \text{ kNm}$$

Si adotta una gabbia di 10 ϕ 26:

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.
NOME FILE SEZIONE: palo1000-1gabbia-2

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
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 progetto 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.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	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 progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto 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.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. 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	31.0	10	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - 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	69400	1700	0	1500	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	1100	1250	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	6000	1160 (32692)	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	22900	860 (0)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	16.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.1 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	69400	1700	0	69375	71957	0	42.33	37.2(10.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.348	0.0	40.0	0.00223	0.0	31.0	-0.00656	0.0	-31.0

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.

ST05 - RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

x/d C.Rid.	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45 Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000141628	-0.002165115	0.348	0.875

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 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.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proiettata sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1500	102849	106264	60.0	71.0	2.500	1.098	0.3	20.1(0.0)

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.3	0.0	0.0	-21	0.0	-31.0	---	---

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.0	0.0	0.0	-7	0.0	-31.0	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera fctm in almeno una combinazione

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]

Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	32692	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.4	0.0	0.0	42	0.0	-31.0	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0	0

11 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 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 in numero tale da coprire tutte le possibili casistiche.

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

Il calcolo delle sollecitazioni è ottenuto con fogli di calcolo sviluppati dal progettista in excel. Le verifiche delle sezioni in c.a. sono svolte con il programma RC-SEC di cui al relativo paragrafo. Le verifiche dei pali sono svolte con l'ausilio di fogli excel di libera distribuzione.

- *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 RC_SEC, 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 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.

1.1 ALLEGATO 1 VALIDAZIONE RC-SEC

Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo

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.



RC-SEC

Versione: 2021.11.0.1006

Validazione del codice di calcolo



PREMESSA

Nell'ambito delle verifiche di affidabilità previste per i codici di calcolo (punto 10.2 DM 17 Gennaio 2018) 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 17/01/2018 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 deviate 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 17/01/2018 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:

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

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

Il tratto orizzontale del diagramma vale:

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

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

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



- resistenza a snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
 - allungamento unitario per carico massimo $\epsilon_{uk} \geq 0,075$.
- Sia per le NTC che per l'EC2 è possibile assumere come diagramma sforzi deformazioni:
- un diagramma bilineare con incrudimento e deformazione unitaria di calcolo ultima pari a $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$. L'incrudimento (pendenza del tratto plastico del diagramma) è definito dal rapporto $k = (f_t/f_y)_k$ che deve essere compreso tra 1,15 e 1,35. Poiché all'aumentare di questo rapporto corrisponde un aumento delle caratteristiche di resistenza ultime della sezione riteniamo che, prudenzialmente, nei calcoli di progetto vada utilizzato il valore minimo di 1,15; come conseguenza il valore massimo della tensione ultima dell'acciaio da assumere in corrispondenza della deformazione ultima di calcolo ϵ_{ud} vale $1,15 \cdot f_{yd}$ essendo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ il valore della tensione di snervamento di calcolo ($\gamma_s = 1,15$ sia per NTC che per EC2).
 - Un diagramma bilineare con tratto plastico orizzontale ($f_s = f_{yd}$) senza limite di deformazione

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

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

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

Il programma calcola (in semiprogetto o verifica) le resistenze a taglio lato compressione e trazione considerando l'angolo α di inclinazione trasversale delle staffe (rispetto all'asse della trave) sempre pari a 90° . In semiprogetto si parte assumendo per θ il suo minimo valore ($21^\circ, 8 \leq \theta \leq 45^\circ$) 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.

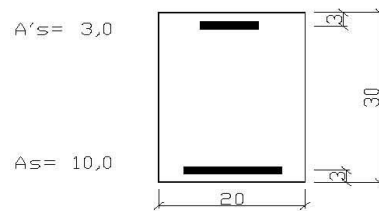


I primi esempi sono quasi tutti tratti dal volume "Progettazione di strutture in calcestruzzo armato" realizzato per AICAP da Pubblicamento s.r.l. in quanto è uno dei pochi testi aggiornato alle NTC ed all'ultima versione dell'Eurocodice 2.

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)

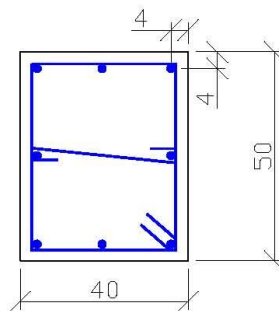
Assunti momento flettente M_x ed armature longitudinali arbitrarie, si è eseguito il calcolo di progetto della sezione avendo preventivamente assegnato il valore di 12 al diametro delle staffe nella finestra delle opzioni armature e di calcolo.

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 pressoflessione 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 fcd : 158.60 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd' : 79.30 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 323080 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione fctm: 28.80 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef : 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:



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



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,0 gen.				
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.				
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 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 $\varepsilon_{cu2,c}$ e quella al limite del tratto parabolico $\varepsilon_{c2,c}$. 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 $\varepsilon_{cu2,c}$. Le precedenti quantità $f_{ck,c}$, $\varepsilon_{c2,c}$, $\varepsilon_{cu2,c}$ sono maggiorate rispetto a quelle impiegate per il calcolo di resistenza in quanto funzioni della tensione trasversale di confinamento σ_2 il cui valore, però, non viene esplicitato nell'EC2. Occorre a questo scopo far ricorso all'autorevole "Model Code '90" che pone (per sezioni rettangolari):

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

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

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

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

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

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



Geostru Software - Validazione codice di calcolo

RC-SEC

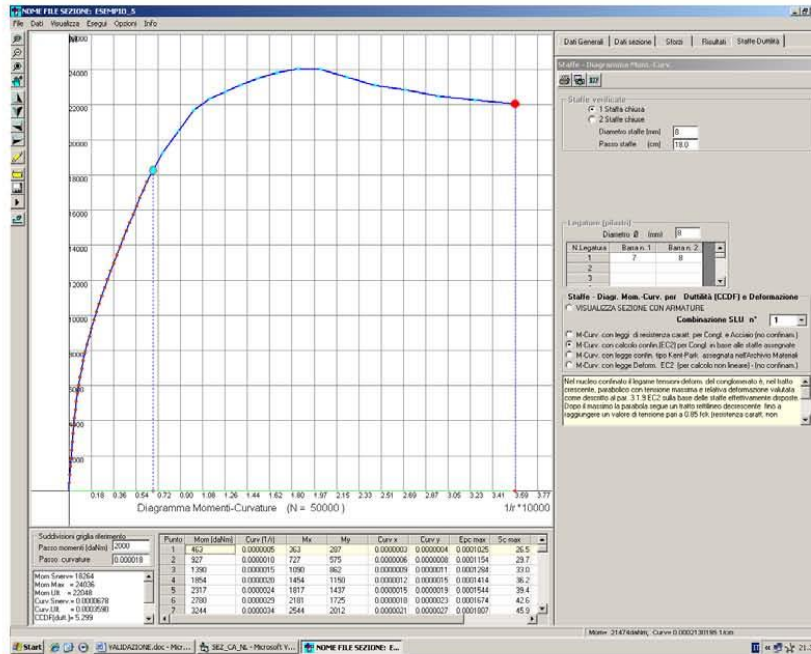


DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE Comb. N° 1 (N = 50000 daN)
NOME SEZIONE: ESEMPIO_5

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

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



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

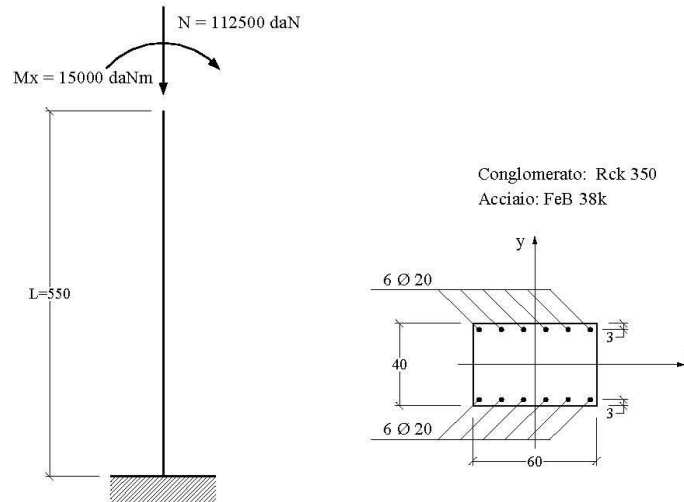


Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

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:

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

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

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

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

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

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

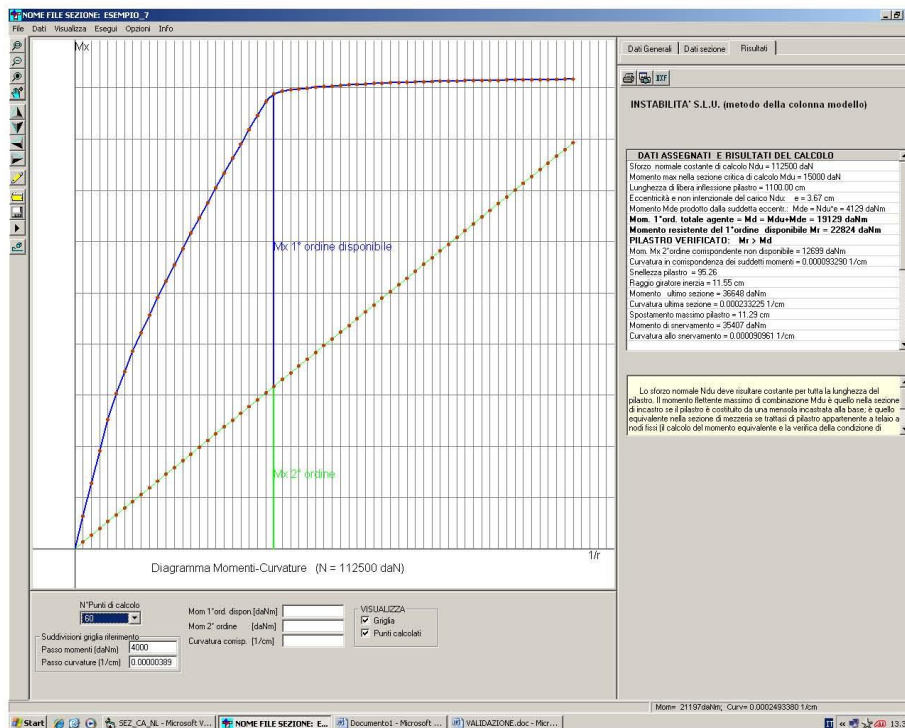
Sforzo normale di calcolo N_d costante =	112500 daN
Momento max di calcolo M_d nella sezione critica =	15000 daNm
Lunghezza di libera inflessione =	1100 cm



Geostru Software - Validazione codice di calcolo RC-SEC

Eccentricità non intenzionale = 3.67 cm
 Si noti come il momento M_d richiesto sia al netto di quello prodotto dall'eccentricità non intenzionale in quanto il programma provvederà automaticamente ad effettuare la somma tra i due momenti agenti.

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



STATO LIMITE DI INSTABILITA' (Metodo della Colonna Modello)

DATI SEZIONE CRITICA PILASTRO

NUMERO SEZIONE: ESEMPIO_7

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: Rck350
 Resis. compr. di calcolo f_{cd} : 154.30 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza $ec2$: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale 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

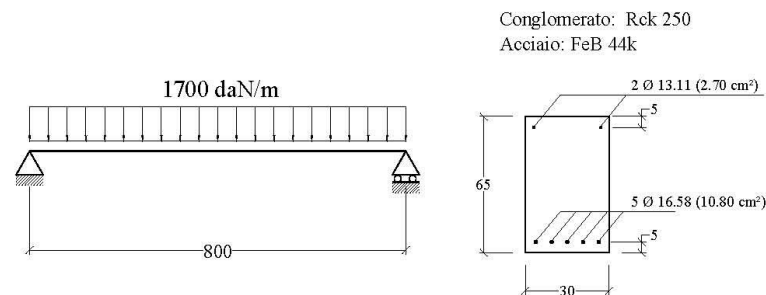
33	0.000128274	36212	18751	17461
34	0.000132161	36248	18258	17990
35	0.000136048	36283	17763	18520
36	0.000139935	36314	17266	19049
37	0.000143822	36343	16765	19578
38	0.000147709	36366	16259	20107
39	0.000151596	36391	15755	20636
40	0.000155483	36414	15249	21165
41	0.000159370	36434	14740	21694
42	0.000163257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

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

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

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

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

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

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

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

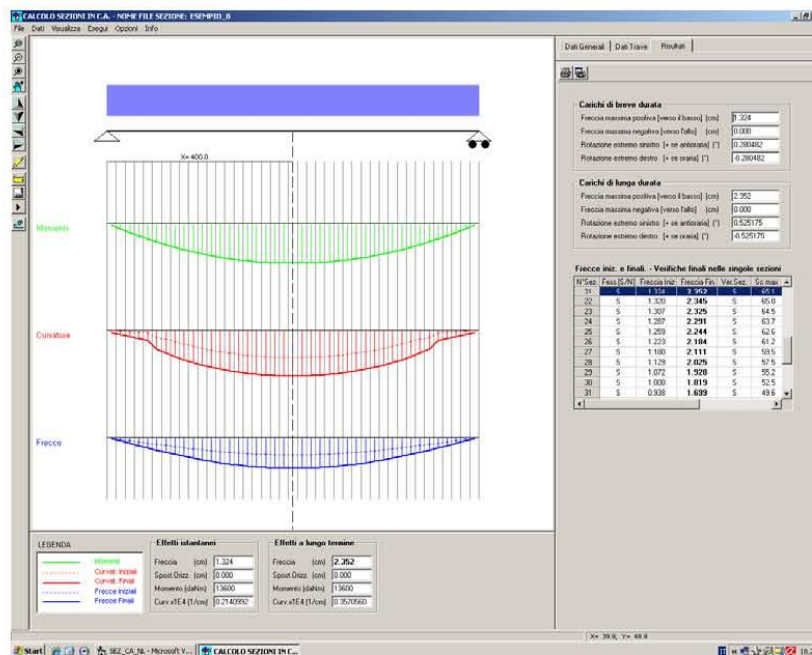
cui una volta assegnata la tipologia del calcolo delle frecce in campata singola vanno effettuate le seguenti scelte:

- 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 conchi 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. B1*B2: 1.00
 Coeff. Aderenza diff. B1*B2: 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

ST05 - RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE



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/cm²] di compressione nel conglomerato								
Sf min	Massima trazione [daN/cm²] 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

