

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F**

**PROGETTO STRADALE
RELAZIONE DI CALCOLO DEI PLINTI E SOSTEGNI SEGNALETICA VERTICALE**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	P. LESCE (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	P. D'ALOISIO (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	P. LESCE (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	P. D'ALOISIO (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P. LESCE (MUSINET ENG.)	L. BARBERIS (MUSINET ENG.)	P. D'ALOISIO (MUSINET Eng.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	N	V	A	0	R	G
Lot Cos. Lot.Con..	Cantiere operativo/ chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	G	C	R	E	0	1	3	3	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object	Numero documento Numéro de document			Indice Index		

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S

Empty box for specializations.

SCALA / ÉCHELLE

-

I PROGETTISTI/LES DESIGNERS



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

Empty box for contractor.

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

Empty box for project manager.

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	10
3. PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA	10
3.1 GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE.....	10
4. PARAMETRI DI PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO	11
5. CARATTERIZZAZIONE GETECNICA DEL SITO.....	11
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
6.1 DURABILITÀ DEI MATERIALI	13
7. CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI TRASVERSALI	14
8. ANALISI DEI CARICHI	22
8.1 PESO PROPRIO STRUTTURALE (G).....	22
8.2 AZIONE DEL VENTO (Q).....	23
8.3 AZIONE SISMICA (E)	24
9. COMBINAZIONI DI CARICO	24
10. VERIFICHE DI SICUREZZA	26
10.1 VERIFICHE GLOBALI.....	26
10.1.1 MONOPALI TIPO "A"	26
10.1.2 MONOPALI TIPO "B"	30
10.1.3 MONOPALI TIPO "C"	33
10.1.4 MONOPALI TIPO "D"	36
10.1.5 BANDIERA TIPO "A" E TIPO "B"	39
10.1.6 PORTALE A CAVALLETTO.....	43
10.2 VERIFICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E DEI PLINTI	47
10.2.1 MONOPALI TIPO "A"	47
10.2.2 MONOPALI TIPO "B"	55
10.2.3 MONOPALI TIPO "C"	61
10.2.4 MONOPALI TIPO "D"	67
10.2.5 BANDIERA TIPO "B"	73
10.2.6 PORTALE A CAVALLETTO.....	79
10.3 VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE E DEI TIRAFONDI	87
10.3.1 MONOPALI TIPO "A"	87
10.3.2 MONOPALI TIPO "B"	98
10.3.3 MONOPALI TIPO "C"	109
10.3.4 MONOPALI TIPO "D"	119
10.3.5 BANDIERA TIPO "A" E TIPO "B"	129
10.3.6 PORTALE A CAVALLETTO.....	139
10.4 VERIFICA DEI MONTANTI.....	149
10.4.1 MONOPALI TIPO "A"	149
10.4.2 MONOPALI TIPO "B"	151
10.4.3 MONOPALI TIPO "C"	153
10.4.4 MONOPALI TIPO "D"	155
10.4.5 BANDIERA TIPO "A" E TIPO "B"	157
10.4.1 PORTALE A CAVALLETTO.....	159

10.1	VERIFICA DEI TRAVERSI E DEI PASTORALI.....	161
10.1.1	MONOPALI TIPO “A”	161
10.1.2	MONOPALI TIPO “B”	162
10.1.3	MONOPALI TIPO “C”	163
10.1.4	MONOPALI TIPO “D”	164
10.1.5	BANDIERA TIPO “A” E TIPO “B”	165
10.1.6	PORTALE A CAVALLETTO.....	166
10.2	VERIFICA DELLE GIUNZIONI	167
10.2.1	MONOPALO TIPO “A”, “B” E “C”	167
10.2.2	MONOPALO TIPO “D”	168
10.2.3	PORTALE A BANDIERA TIPO “A” E TIPO “B”.....	169
10.2.4	PORTALE A CAVALLETTO.....	171

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	– Geometria Monopali Tipo “A”	6
Figura 2	– Geometria Monopali Tipo “B”	6
Figura 3	– Geometria Monopali Tipo “C”	7
Figura 4	– Geometria Monopali Tipo “D”	7
Figura 5	– Geometria Bandiera Tipo “A”	8
Figura 6	– Geometria Bandiera Tipo “B”	8
Figura 7	– Geometria Portale a Cavalletto (Opera singola).....	9
Figura 8	– Ubicazione del sito	11
Figura 9	– Monopalo A – Modello FEM	28
Figura 10	– Monopalo A – Momento flettente per combinazione SLU	28
Figura 11	– Monopalo A – Sforzo di taglio per combinazione SLU	29
Figura 12	– Monopalo B – Modello FEM	31
Figura 13	– Monopalo B – Momento flettente per combinazione SLU	32
Figura 14	– Monopalo B – Sforzo di taglio per combinazione SLU	32
Figura 15	– Monopalo C – Modello FEM	34
Figura 16	– Monopalo C – Momento flettente per combinazione SLU	35
Figura 17	– Monopalo C – Sforzo di taglio per combinazione SLU	35
Figura 18	– Monopalo D – Modello FEM	37
Figura 19	– Monopalo D – Momento flettente per combinazione SLU	38
Figura 20	– Monopalo D – Sforzo di taglio per combinazione SLU.....	38
Figura 21	– Bandiera B – Modello FEM	41
Figura 22	– Bandiera B – Momento flettente per combinazione SLU	41
Figura 23	– Bandiera B – Sforzo di taglio per combinazione SLU	42
Figura 24	– Portale a Cavalletto – Modello FEM.....	45
Figura 25	– Portale a Cavalletto – Momento flettente per combinazione SLU.....	45
Figura 26	– Portale a Cavalletto – Sforzo di taglio per combinazione SLU.....	46
Figura 27	– Monopali tipo “A” – Momento flettente allo SLU.....	161
Figura 28	– Monopali tipo “A” – Sforzo di taglio allo SLU.....	161
Figura 29	– Monopali tipo “B” – Momento flettente allo SLU	162
Figura 30	– Monopali tipo “B” – Sforzo di taglio allo SLU.....	162
Figura 31	– Monopali tipo “C” – Momento flettente allo SLU	163
Figura 32	– Monopali tipo “C” – Sforzo di taglio allo SLU.....	163
Figura 33	– Monopali tipo “D” – Momento flettente allo SLU.....	164
Figura 34	– Monopali tipo “D” – Sforzo di taglio allo SLU.....	164

Figura 35 – Bandiera tipo “B” – Momento flettente allo SLU	165
Figura 36 – Bandiera tipo “B” – Sforzo di taglio allo SLU	165
Figura 37 – Portale a Cavalletto – Momento flettente allo SLU.....	166
Figura 38 – Portale a Cavalletto – Sforzo di taglio allo SLU	166
Figura 39 – Geometria della giunzione trasverso-montante dei monopali tipo “A”, “B” e “C”	167
Figura 40 – Geometria della giunzione trasverso-montante dei monopali tipo “D”	168
Figura 39 – Geometria della giunzione trasverso-trasverso dei portali a bandiera tipo “A” e “B”	169
Figura 42 – Geometria della giunzione trasverso-trasverso del portale a cavalletto	171

1. PREMESSA

Il presente elaborato è parte integrante del Progetto di Delocalizzazione dell'Autoporto e dell'area di servizio dall'attuale sito ubicato nel comune di Susa (TO). L'area individuata per la realizzazione del nuovo Autoporto ricade all'interno del territorio comunale di San Didero (TO).

In particolare, questo elaborato riguarda il calcolo e le verifiche di sicurezza delle strutture portanti dei cartelli di segnaletica verticale, ovvero dei sostegni in carpenteria metallica e delle fondazioni dirette su plinti in c.a.

Il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

I calcoli saranno svolti per tipologia di cartello omogenea ognuna di esse suddivisa per dimensioni della tabella. In particolare si determinano le seguenti tipologie e relative geometrie di cartello:

- **Monopali**
 - **Tipo A:** dimensioni b×h della tabella 175×225cm (opera SV37);
 - **Tipo B:** dimensioni b×h della tabella 300×225cm (opere SV2, SV3, SV44, SV45);
 - **Tipo C:** dimensioni b×h della tabella 350×275cm (opere SV7, SV42);
 - **Tipo D:** dimensioni b×h della tabella 450×275cm (opere SV4, SV43);
- **Bandiera**
 - **Tipo A:** dimensioni b×h della tabella 225×175cm (opere SV21, SV28);
 - **Tipo B:** dimensioni b×h della tabella 300×200cm (opere SV41, SV50);
- **Portale a cavalletto**
 - **Opera unica:** dimensioni b×h delle due tabelle 350×200cm (opera SV8).

Nella tabella sottostante si riportano alcune informazioni sintetiche per ciascuna opera, comprese le dimensioni dei plinti di fondazione e le dimensioni delle sezioni trasversali.

Per quanto riguarda in particolare le sezioni trasversali dei montanti dei sostegni a bandiera e del sostegno a cavalletto, queste sono sezioni scatolari composte a sezione variabile linearmente, con sezione al piede pari a 300×900×10mm e sezione di testa 600×600×10mm, mentre la sezione della trave è pari, per entrambe le tipologie a 600×400×8mm.

ID	Numero	Tipologia	Classe	Sostegno	Dim. Tab. 1 [cm]	Dim. Tab. 2 [cm]	Dim. tot. Tab. [cm]	Tipo	Dim. Plinto
SV34	34	monopalo	2 speciale	300*150*5	175*225	175*265	175*265	A	150*200*60
SV2	2	monopalo	2 speciale	300*150*5	300*225		300*225	B	150*300*60
SV3	3	monopalo	2 speciale	300*150*5	300*225		300*225	B	150*300*60
SV42	42	monopalo	2 speciale	300*150*5	300*225		300*225	B	150*300*60
SV41	41	monopalo	2 speciale	300*150*5	300*225		300*225	B	150*300*60
SV7	7	monopalo	2 speciale	300*150*5	350*275		350*275	C	150*300*80
SV39	39	monopalo	2 speciale	300*150*5	350*275		350*275	C	150*300*80
SV4	4	monopalo	2 speciale	500*250*8	450*275		450*275	D	150*350*80
SV40	40	monopalo	2 speciale	500*250*8	450*275		450*275	D	150*350*80
SV19	19	bandiera	2 speciale	900*300*10->600*600*10 + 600*400*8	225*175	225*40	225*215	A	200*300*120
SV27	27	bandiera	2 speciale	900*300*10->600*600*10 + 600*400*8	225*175	225*40	225*215	A	200*300*120
SV38	38	bandiera	2 speciale	900*300*10->600*600*10 + 600*400*8	300*200		300*200	B	200*300*120
SV47	47	bandiera	2 speciale	900*300*10->600*600*10 + 600*400*8	300*200		300*200	B	200*300*120
SV8	8	portale	2 speciale	900*300*10->600*600*10 + 600*400*8	350*200/ 350*200		2*300*200	A	150*350*80

Si riportano nelle figure sottostanti i disegni schematici delle suddette tipologie con l'indicazione dei parametri geometrici caratteristici.

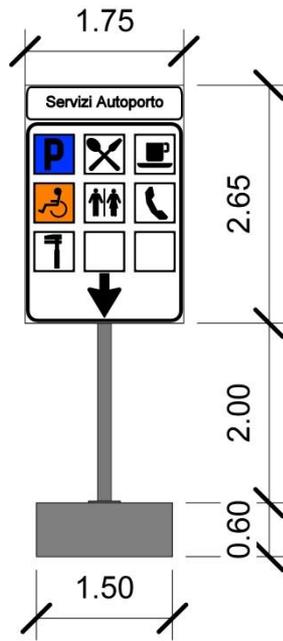


Figura 1 – Geometria Monopali Tipo “A”

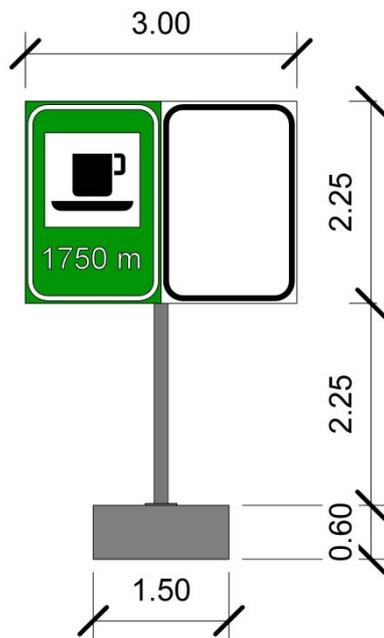


Figura 2 – Geometria Monopali Tipo “B”



Figura 3 – Geometria Monopali Tipo "C"



Figura 4 – Geometria Monopali Tipo "D"

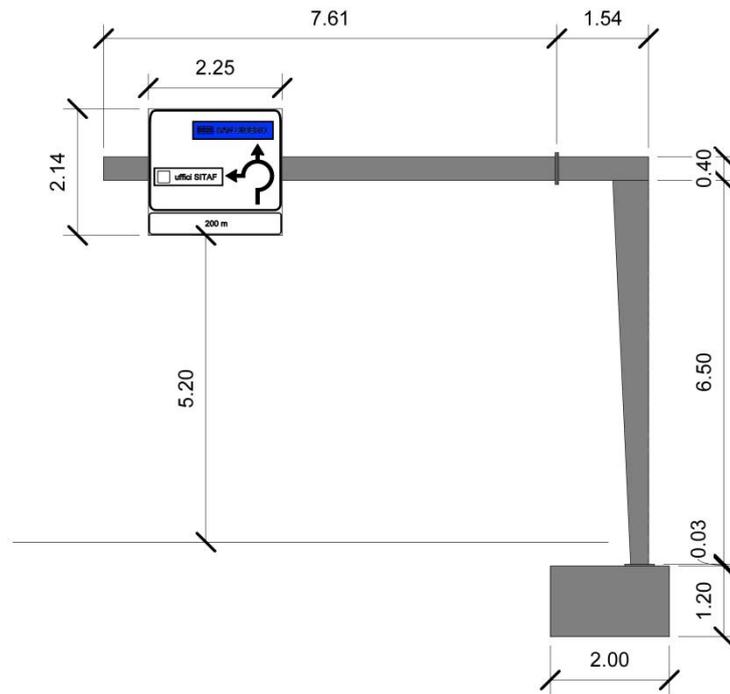


Figura 5 – Geometria Bandiera Tipo "A"

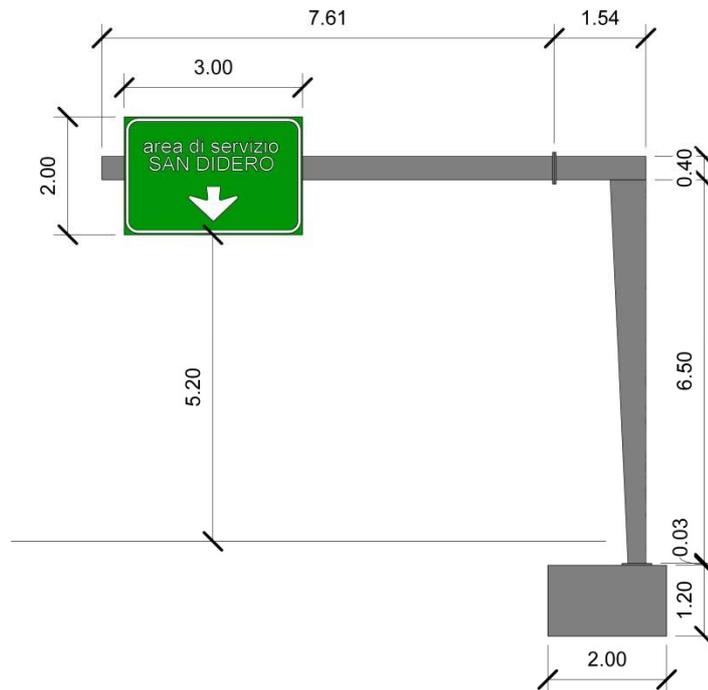


Figura 6 – Geometria Bandiera Tipo "B"

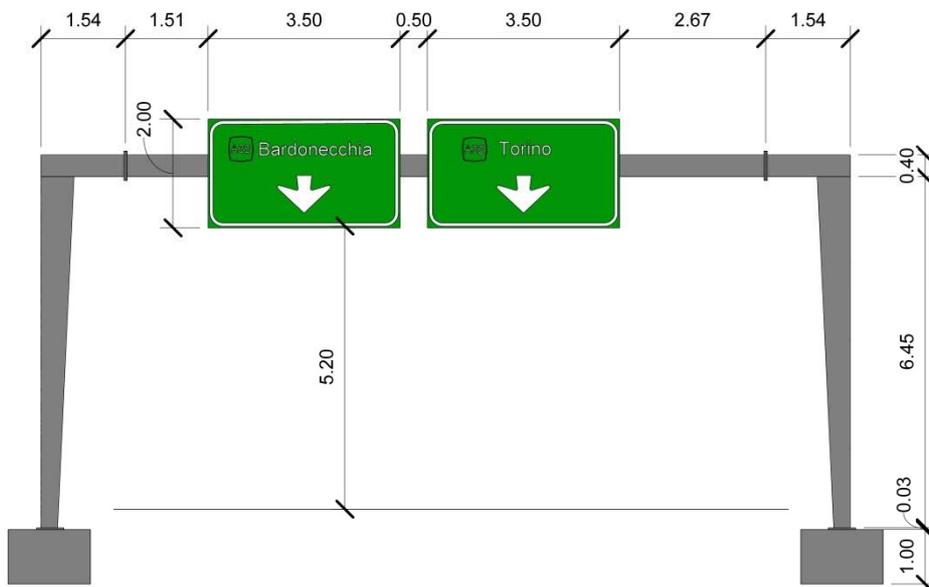


Figura 7 – Geometria Portale a Cavalletto (Opera singola)

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti secondo le Norme tecniche sulle costruzioni del 14/01/2008 che rendono obbligatorio il metodo 'agli stati limite'. Nel seguito si riporta tutto il quadro normativo di riferimento vigente, concernente materiali, carichi, metodi e prescrizioni specifiche, ovvero:

- Norme tecniche sulle costruzioni del 14/01/2008.
- Circolare 2 febbraio 2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle “ nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14/01/2008
- Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1:2005 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice 2 – UNI EN 1992-2:2006 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi.

3. PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

Per l'analisi e la verifica della struttura verrà utilizzato il programma ad elementi finiti *Midas Civil 2017 V 1.1* prodotto da *Midas Information technology Co., Ltd* e distribuito da *Harpaceas – Viale Richard I, Milano*. Il programma è corredato di tutta la documentazione e i test numerici, necessari a comprovarne l'idoneità per gli scopi di calcolo strutturale di cui alla presente relazione. I test numerici di validazione, sono reperibili all'indirizzo <http://en.midasuser.com/downloads/Verification.asp>, mentre gli aggiornamenti, il manuale d'uso e il manuale teorico, sono reperibili all'indirizzo

<http://en.midasuser.com/downloads/programs.asp>.

3.1 GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita oltre che dall'esistenza della suddetta documentazione di supporto, che comprende sia gli usuali test numerici di letteratura sia casi studio di problemi in scala reale di ingegneria civile, anche dalla possibilità di eseguire dei controlli interni al codice da parte dell'utente. In particolare la rappresentazione di dati e risultati avviene mediante una duplice interfaccia grafica e tabellare che permette un costante controllo incrociato attraverso la rappresentazione grafica di deformate e sollecitazioni della struttura e parallelamente la visualizzazione numerica delle grandezze di interesse. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione e la ricerca di eventuali labilità del modello.

4. PARAMETRI DI PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

I parametri di pericolosità sismica del sito necessari alla definizione dell'azione sismica sono (cfr. Relazione Sismica del Progetto Definitivo doc. **PD2C3AMUS1206A**):

Comune	San Didero/Bruzolo
Vita nominale V_N	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso	2.0
Periodo di riferimento	100 anni
Categoria di sottosuolo	B
Categoria topografica	T1



Figura 8 – Ubicazione del sito

5. CARATTERIZZAZIONE GETECNICA DEL SITO

Per la caratterizzazione geotecnica completa del sito, si rimanda alla relazione getecnica del progetto esecutivo (cfr. doc **NV0500ERBGE00820**).

Le opere di fondazione dei sostegni oggetto della presente relazione, sono di tipo superficiale (plinti in c.a.) e ubicati esclusivamente sul rilevato stradale.

I parametri di interesse per la verifica si assumono, in via cautelativa, come segue:

$$\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 32^\circ$$

$$c' = 0$$

Trovandoci in presenza di un rilevato stradale, le verifiche geotecniche saranno tutte eseguite in condizioni drenate.

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere di cui trattasi, si prevede l'impiego dei materiali indicati di seguito. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

Coefficienti di sicurezza dei materiali

Coefficiente per carichi di lunga durata
 Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo
 Coefficiente di sicurezza acciaio in barre per c.a.
 Coefficiente di sicurezza acciaio da carpenteria e unioni
 - Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4
 - Resistenza all'instabilità delle membrature
 - Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari
 - Resistenza, nei riguardi della frattura, di sezioni tese (indebolite dai fori)
 - Resistenza dei bulloni, chiodi, connessioni a perno e saldature
 - Resistenza dei piatti a contatto
 - Resistenza dei bulloni a scorrimento allo SLU
 - Resistenza dei bulloni a scorrimento allo SLE
 - Resistenza connessioni a perno allo SLE
 - Precarico bulloni ad alta resistenza

α_{cc} =	0.85 -
γ_c =	1.50 -
γ_s =	1.15 -
γ_{M0} =	1.05 -
γ_{M1} =	1.05 -
γ_{M1} =	1.10 -
γ_{M2} =	1.25 -
γ_{M2} =	1.25 -
γ_{M2} =	1.25 -
γ_{M3} =	1.25 -
γ_{M3} =	1.10 -
$\gamma_{M6,ser}$ =	1.00 -
γ_{M7} =	1.10 -

Calcestruzzo classe C25/30

Resistenza caratteristica cubica
 Resistenza caratteristica cilindrica
 Resistenza media cilindrica
 Resistenza media a trazione
 Resistenza caratteristica a trazione frattile 5%
 Resistenza media a trazione
 Modulo elastico a compressione medio
 Modulo elastico a compressione per verifiche SLE
 Modulo elastico a trazione per verifiche SLE
 Resistenza a compressione di calcolo
 Resistenza a trazione di calcolo
 Tensione limite nel cls per combinazione rara
 Tensione limite nel cls per combinazione quasi permanente
 Condizioni ambientali (classi di esposizione)
 Verifiche di apertura delle fessure - Combinazione frequente
 Verifiche di apertura delle fessure - Combinazione q. permanente

Plinti

R_{ck} =	30 N/mm ²
$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$ =	24.90 N/mm ²
$f_{cm} = f_{ck} + 8$ =	32.90 N/mm ²
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$ =	2.56 N/mm ²
$f_{ctk,0.05} = 0.70 \times f_{ctm}$ =	1.79 N/mm ²
$f_{ctm} = 1.20 \times f_{ctm}$ =	3.07 N/mm ²
$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3}$ =	31447 N/mm ²
E_c =	14000 N/mm ²
E_{ct} =	14000 N/mm ²
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$ =	16.60 N/mm ²
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ =	1.19 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} = 0.60 \times f_{ck}$ =	14.94 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} = 0.45 \times f_{ck}$ =	11.21 N/mm ²

Ordinarie (X0 XC1 XC2 XC3 XF1)

wd < w3	=	0.4 mm
wd < w2	=	0.3 mm

Armatura integrativa

f_{tk} =	540 N/mm ²
f_{yk} =	450 N/mm ²
E_s =	210000 N/mm ²
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ =	391.30 N/mm ²
$\sigma_{s,lim} = 0.80 \times f_{yk}$ =	360.00 N/mm ²

Struttura portante sostegni

S275

f_{tk} =	430 N/mm ²
f_{yk} =	275 N/mm ²
E_s =	210000 N/mm ²
ν =	0.3 -
$G = E/[2(1 + \nu)]$ =	80769 N/mm ²
α_t =	0.000012 °C ⁻¹
ρ =	7850 kg/m ³
ε =	0.924 -

Acciaio per barre B450C

Tensione caratteristica di rottura
 Tensione caratteristica di snervamento
 Modulo elastico
 Resistenza di calcolo
 Tensione limite nelle barre per combinazione rara

Acciaio laminato a caldo per profili a sezione aperta t<40mm

Tipo: designazione UNI EN 10025-2

Tensione caratteristica di rottura
 Tensione caratteristica di snervamento
 Modulo elastico
 Coefficiente di Poisson
 Modulo di elasticità trasversale
 Coefficiente di espansione termica lineare
 Densità
 $\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)}$

Bulloni per unioni in acciaio

Classe: designazione UNI EN ISO 898-1:2001

Tensione caratteristica di rottura

Tensione caratteristica di snervamento

Classe 8.8

 $f_{tb} =$ 800 N/mm² $f_{yb} =$ 649 N/mm²**Malta di allettamento per piastre di base dei montanti**

Malta cementizia premiscelata colabile ad espansione contrastata

 $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ **6.1 DURABILITÀ DEI MATERIALI**

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario e precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento Δc_{dev} . Vale pertanto:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

La tolleranza di posizionamento delle armature Δc_{dev} , per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Per l'opera in oggetto si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(f _{ck} /R _{ck}) _{min}](3)	Classe di resistenza adottata [C(f _{ck} /R _{ck})]	Copriferro minimo	Copriferro nominale	Copriferro adottato
				$c_{min,dur}$ da EC2 [mm]	$c_{nom} = c_{min,dur} + 5$ [mm]	[mm]
Magrone di riempimento o livellamento	X0	C12/15	C12/15	-	-	-
Plinti di fondazione	XC2	C25/30	C25/30	30	35	35

Note:

- (1) Si assume $\Delta c_{dur,add} = 10\text{mm}$, riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezione aggiuntiva (es. impermeabilizzazione)
- (2) In caso di pali di fondazione, in accordo a quanto previsto al punto 7.7 della norma UNI EN 1536:2010
- (3) In accordo a quanto previsto nel prospetto 4 della norma UNI 11104:2004
- (4) A parità di classe di resistenza, il contenuto minimo in cemento viene definito in accordo alla UNI EN 206:2006

7. CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI TRASVERSALI

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili scatolari - UNI EN 10219 - 2 -1999

Sezione 250×500×8mm

Lunghezza nominale del lato più corto di un profilo cavo a sezione rettangolare:	B	250.00	mm
Lunghezza nominale del lato più lungo di un profilo cavo a sezione rettangolare:	H	500.00	mm
Spessore nominale	T	8.00	mm
Raggio di raccordo esterno	r ₀	20.00	mm
Raggio di raccordo interno	r _i	12.00	mm

CALCOLO DEI VALORI AUSILIARI

	π	3.141593	-
	A _x	85.84	mm ²
	A _z	30.90	mm ²
	h _{x,f}	245.53	mm
	h _{x,d}	120.53	mm
	h _{z,f}	239.32	mm
	h _{z,d}	114.32	mm
	I _{xx}	1207.22	mm ⁴
	I _{zz}	156.46	mm ⁴
	h	1440.53	mm
	R _c	16.00	mm
	A _h	118844.2	mm ²
	K	1320.0	mm ²

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	11524.2	mm ²
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I _{yy}	379633922	mm ⁴
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I _{zz}	130877382	mm ⁴
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i _{yy}	181.50	mm
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i _{zz}	106.57	mm
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	W _{el,yy}	1518536	mm ³
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	W _{el,zz}	1047019	mm ³
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	1866300	mm ³
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	W _{pl,zz}	1159769	mm ³
Momento d'inerzia torsionale	I _t	313995834	mm ⁴
Modulo di torsione	C _t	1814998.4	mm ³
Costante di ingobbamento	I _w	1.96082E+13	mm ⁶

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	275	N/mm ²
Coefficiente e	ε	0.92	[-]
Classificazione delle anime			
Lunghezza del lato più lungo depurata dei raccordi	c	460.00	mm
Spessore	t	8.00	mm
Rapporto larghezza e spessore	c/t _w	57.50	-
Classificazione per flessione		CLASSE 1	
Classificazione per compressione		CLASSE 4	
Classificazione delle ali			
Larghezza del lato più corto depurata dei raccordi	c	210	mm
Spessore	t	8.00	mm
Rapporto larghezza e spessore	c/t _f	26.25	-
Classificazione per flessione		CLASSE 1	
Classificazione per compressione		CLASSE 1	

MOMENTO E TAGLIO RESISTENTI

Momento resistente asse forte	M _{Rd,y}	397.7	kNm
Momento resistente asse debole	M _{Rd,z}	274.2	kNm
Taglio resistente asse forte	V _{Rd,z}	1161.7	kN
Taglio resistente asse debole	V _{Rd,y}	580.9	kN

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili scatolari - UNI EN 10219 - 2 -1999**Sezione 150×300×5mm**

Lunghezza nominale del lato più corto di un profilo cavo a sezione rettangolare:	B	150.00	mm
Lunghezza nominale del lato più lungo di un profilo cavo a sezione rettangolare:	H	300.00	mm
Spessore nominale	T	5.00	mm
Raggio di raccordo esterno	r ₀	10.00	mm
Raggio di raccordo interno	r _i	5.00	mm

CALCOLO DEI VALORI AUSILIARI

	π	3.141593	-
	A _x	21.46	mm ²
	A _z	5.37	mm ²
	h _{x,f}	147.77	mm
	h _{x,d}	72.77	mm
	h _{z,f}	143.88	mm
	h _{z,d}	68.88	mm
	I _{xx}	75.45	mm ⁴
	I _{zz}	4.72	mm ⁴
	h	867.12	mm
	R _c	7.50	mm
	A _h	42726.7	mm ²
	K	492.7	mm ²

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	4335.6	mm ²
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I _{yy}	51531338	mm ⁴
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I _{zz}	17708689	mm ⁴
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i _{yy}	109.02	mm
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i _{zz}	63.91	mm
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	W _{el,yy}	343542	mm ³
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	W _{el,zz}	236116	mm ³
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	421903	mm ³
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	W _{pl,zz}	261732	mm ³
Momento d'inerzia torsionale	I _t	42142504	mm ⁴
Modulo di torsione	C _t	406984.7	mm ³
Costante di ingobbamento	I _w	18134396093	mm ⁶

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	275	N/mm ²
Coefficiente ϵ	ϵ	0.92	[-]
Classificazione delle anime			
Lunghezza del lato più lungo depurata dei raccordi	c	280.00	mm
Spessore	t	5.00	mm
Rapporto larghezza e spessore	c/t _w	56.00	-
Classificazione per flessione		CLASSE 1	
Classificazione per compressione		CLASSE 4	
Classificazione delle ali			
Larghezza del lato più corto depurata dei raccordi	c	130	mm
Spessore	t	5.00	mm
Rapporto larghezza e spessore	c/t _f	26.00	-
Classificazione per flessione		CLASSE 1	
Classificazione per compressione		CLASSE 1	

MOMENTO E TAGLIO RESISTENTI

Momento resistente asse forte	M _{Rd,y}	90.0	kNm
Momento resistente asse debole	M _{Rd,z}	61.8	kNm
Taglio resistente asse forte	V _{Rd,z}	437.1	kN
Taglio resistente asse debole	V _{Rd,y}	218.5	kN

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili scatolari - UNI EN 10219 - 2 -1999**Sezione 300×900×10mm**

Lunghezza nominale del lato più corto di un profilo cavo a sezione rettangolare:	B	300.00	mm
Lunghezza nominale del lato più lungo di un profilo cavo a sezione rettangolare:	H	900.00	mm
Spessore nominale	T	10.00	mm
Raggio di raccordo esterno	r_0	25.00	mm
Raggio di raccordo interno	r_i	15.00	mm

CALCOLO DEI VALORI AUSILIARI

	π	3.141593	-
	A_x	134.13	mm ²
	A_z	48.29	mm ²
	$h_{x,f}$	444.42	mm
	$h_{x,d}$	144.42	mm
	$h_{z,f}$	436.65	mm
	$h_{z,d}$	136.65	mm
	I_{xx}	2947.31	mm ⁴
	I_{zz}	381.97	mm ⁴
	h	2325.66	mm
	R_c	20.00	mm
	A_h	257756.6	mm ²
	K	2216.6	mm ²

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	23256.6	mm ²
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I_{yy}	2254838771	mm ⁴
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I_{zz}	407593656	mm ⁴
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_{yy}	311.38	mm
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_{zz}	132.39	mm
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{d,yy}$	5010753	mm ³
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{d,zz}$	2717291	mm ³
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	6387904	mm ³
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,zz}$	2950913	mm ³
Momento d'inerzia torsionale	I_t	1143476701	mm ⁴
Modulo di torsione	C_t	4935951.7	mm ³
Costante di ingobbamento	I_w	8.86156E+12	mm ⁶

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f_y	275	N/mm ²
Coefficiente ϵ	ϵ	0.92	[-]
Classificazione delle anime			
Lunghezza del lato più lungo depurata dei raccordi	c	850.00	mm
Spessore	t	10.00	mm
Rapporto larghezza e spessore	c/t _w	85.00	-
Classificazione per flessione		CLASSE 3	
Classificazione per compressione		CLASSE 4	
Classificazione delle ali			
Larghezza del lato più corto depurata dei raccordi	c	250	mm
Spessore	t	10.00	mm
Rapporto larghezza e spessore	c/t _f	25.00	-
Classificazione per flessione		CLASSE 1	
Classificazione per compressione		CLASSE 1	

MOMENTO E TAGLIO RESISTENTI

Momento resistente asse forte	$M_{Rd,y}$	1312.3	kNm
Momento resistente asse debole	$M_{Rd,z}$	711.7	kNm
Taglio resistente asse forte	$V_{Rd,z}$	2637.5	kN
Taglio resistente asse debole	$V_{Rd,y}$	879.2	kN

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili scatolari - UNI EN 10219 - 2 -1999**Sezione 600×600×10mm**

Lunghezza nominale del lato più corto di un profilo cavo a sezione rettangolare:	B	600.00	mm
Lunghezza nominale del lato più lungo di un profilo cavo a sezione rettangolare:	H	600.00	mm
Spessore nominale	T	10.00	mm
Raggio di raccordo esterno	r ₀	25.00	mm
Raggio di raccordo interno	r _i	15.00	mm

CALCOLO DEI VALORI AUSILIARI

	π	3.141593	-
	A _x	134.13	mm ²
	A _z	48.29	mm ²
	h _{x,f}	294.42	mm
	h _{x,d}	294.42	mm
	h _{z,f}	286.65	mm
	h _{z,d}	286.65	mm
	I _{xx}	2947.31	mm ⁴
	I _{zz}	381.97	mm ⁴
	h	2325.66	mm
	R _c	20.00	mm
	A _h	347756.6	mm ²
	K	2990.6	mm ²

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	23256.6	mm ²
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I _{yy}	1338941880	mm ⁴
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I _{zz}	1338941880	mm ⁴
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i _{yy}	239.94	mm
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i _{zz}	239.94	mm
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	W _{el,yy}	4463140	mm ³
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	W _{el,zz}	4463140	mm ³
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	W _{pl,yy}	5119409	mm ³
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,zz}	5119409	mm ³
Momento d'inerzia torsionale	I _t	2080778075	mm ⁴
Modulo di torsione	C _t	6732599.6	mm ³
Costante di ingobbamento	I _w	10406200000	mm ⁶

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	275	N/mm ²
Coefficiente ϵ	ϵ	0.92	[-]
Classificazione delle anime			
Lunghezza del lato più lungo depurata dei raccordi	c	550.00	mm
Spessore	t	10.00	mm
Rapporto larghezza e spessore	c/t _w	55.00	-
Classificazione per flessione		CLASSE 1	
Classificazione per compressione		CLASSE 4	
Classificazione delle ali			
Larghezza del lato più corto depurata dei raccordi	c	550	mm
Spessore	t	10.00	mm
Rapporto larghezza e spessore	c/t _f	55.00	-
Classificazione per flessione		CLASSE 1	
Classificazione per compressione		CLASSE 4	

MOMENTO E TAGLIO RESISTENTI

Momento resistente asse debole	M _{Rd,y}	1168.9	kNm
Momento resistente asse forte	M _{Rd,z}	1168.9	kNm
Taglio resistente asse debole	V _{Rd,z}	1758.3	kN
Taglio resistente asse forte	V _{Rd,y}	1758.3	kN

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili scatolari - UNI EN 10219 - 2 -1999**Sezione 600×400×8mm**

Lunghezza nominale del lato più corto di un profilo cavo a sezione rettangolare:	B	600.00	mm
Lunghezza nominale del lato più lungo di un profilo cavo a sezione rettangolare:	H	400.00	mm
Spessore nominale	T	8.00	mm
Raggio di raccordo esterno	r_0	20.00	mm
Raggio di raccordo interno	r_i	12.00	mm

CALCOLO DEI VALORI AUSILIARI

	π	3.141593	-
	A_x	85.84	mm ²
	A_z	30.90	mm ²
	$h_{x,f}$	195.53	mm
	$h_{x,d}$	295.53	mm
	$h_{z,f}$	189.32	mm
	$h_{z,d}$	289.32	mm
	I_{xx}	1207.22	mm ⁴
	I_{zz}	156.46	mm ⁴
	h	1940.53	mm
	R_c	16.00	mm
	A_h	231844.2	mm ²
	K	1911.6	mm ²

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	15524.2	mm ²
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I_{yy}	435640710	mm ⁴
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I_{zz}	806699039	mm ⁴
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_{yy}	167.52	mm
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_{zz}	227.96	mm
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{d,yy}$	2178204	mm ³
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{d,zz}$	2688997	mm ³
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,yy}$	2427687	mm ³
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,zz}$	3192912	mm ³
Momento d'inerzia torsionale	I_t	886715476	mm ⁴
Modulo di torsione	C_t	3590678.4	mm ³
Costante di ingobbamento	I_w	7.48128E+11	mm ⁶

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f_y	275	N/mm ²
Coefficiente ϵ	ϵ	0.92	[-]
Classificazione delle anime			
Lunghezza del lato più lungo depurata dei raccordi	c	360.00	mm
Spessore	t	8.00	mm
Rapporto larghezza e spessore	c/t _w	45.00	-
Classificazione per flessione		CLASSE 1	
Classificazione per compressione		CLASSE 4	
Classificazione delle ali			
Larghezza del lato più corto depurata dei raccordi	c	560	mm
Spessore	t	8.00	mm
Rapporto larghezza e spessore	c/t _f	70.00	-
Classificazione per flessione		CLASSE 2	
Classificazione per compressione		CLASSE 4	

MOMENTO E TAGLIO RESISTENTI

Momento resistente asse debole	$M_{Rd,y}$	570.5	kNm
Momento resistente asse forte	$M_{Rd,z}$	704.3	kNm
Taglio resistente asse debole	$V_{Rd,z}$	939.0	kN
Taglio resistente asse forte	$V_{Rd,y}$	1408.5	kN

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili ad H o I**Sezione IPE80**

Altezza della sezione trasversale	h	80.00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	46.00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	3.80	[mm]
Spessore delle ali	t _f	5.20	[mm]
Raggio di raccordo	r	7.00	[mm]
Eventuale spessore della saldatura delle ali con l'anima	s	0.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Altezza tra le ali	h _i	69.60	[mm]
Altezza della porzione saldabile	d	55.60	[mm]
Area della sezione trasversale	A	7.8	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo z	A _{vz}	3.99	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo y	A _{vy}	4.78	[cm ²]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I _y	82	[cm ⁴]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I _z	9	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i _y	3.24	[cm]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i _z	1.04	[cm]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	W _{el,yy}	20.6	[cm ³]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	W _{el,zz}	3.7	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	23.9	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	W _{pl,zz}	5.9	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	0.8	[cm ⁴]
Costante di warping	I _w	118	[cm ⁶]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	275	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0.92	[-]
Classificazione dell'anima			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	55.60	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	3.80	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	c/t _w	14.63	[-]
Classificazione dell'anima per flessione	CLASSE 1		
Classificazione dell'anima per compressione	CLASSE 1		
Classificazione delle ali			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	14.1	[mm]
Spessore delle ali	t _f	5.20	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t _f	2.71	[-]
Classificazione delle ali per flessione	CLASSE 1		

MOMENTO E TAGLIO RESISTENTI

Momento resistente asse forte	M _{Rd,y}	6.3	kNm
Taglio resistente asse forte	V _{Rd,z}	60.3	kN

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili ad H o I**Sezione IPE100**

Altezza della sezione trasversale	h	100.00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	55.00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	4.10	[mm]
Spessore delle ali	t _f	5.70	[mm]
Raggio di raccordo	r	7.00	[mm]
Eventuale spessore della saldatura delle ali con l'anima	s	0.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Altezza tra le ali	h _i	88.60	[mm]
Altezza della porzione saldabile	d	74.60	[mm]
Area della sezione trasversale	A	10.3	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo z	A _{vz}	5.08	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo y	A _{vy}	6.27	[cm ²]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I _y	171	[cm ⁴]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I _z	16	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i _y	4.07	[cm]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i _z	1.24	[cm]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	W _{el,yy}	34.2	[cm ³]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	W _{el,zz}	5.8	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	39.4	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	W _{pl,zz}	9.1	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	1.2	[cm ⁴]
Costante di warping	I _w	351	[cm ⁶]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	275	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0.92	[-]
Classificazione dell'anima			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	74.60	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	4.10	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	c/t _w	18.20	[-]
Classificazione dell'anima per flessione	CLASSE 1		
Classificazione dell'anima per compressione	CLASSE 1		
Classificazione delle ali			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	18.45	[mm]
Spessore delle ali	t _f	5.70	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t _f	3.24	[-]
Classificazione delle ali per flessione	CLASSE 1		

MOMENTO E TAGLIO RESISTENTI

Momento resistente asse forte	M _{Rd,y}	10.3	kNm
Taglio resistente asse forte	V _{Rd,z}	76.9	kN

Table 5.2 (sheet 1 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

Internal compression parts						
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ applies where either the compression stress $\sigma \leq f_y$ or the tensile strain $\epsilon_y > f_y/E$

Table 5.2 (sheet 2 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

Outstand flanges						
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression				
		Tip in compression	Tip in tension			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
		For k_σ see EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

8. ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO STRUTTURALE (G)

I pesi propri dei cartelli, comprensivi di tabelle e struttura portante, con l'esclusione del plinto in c.a., sono valutati per eccesso per tipologia come:

MONOPALO TIPO "A": $G = 2.51 \text{ Kn}$

MONOPALO TIPO "B": $G = 3.77 \text{ kN}$

MONOPALO TIPO "C": $G = 5.10 \text{ kN}$

MONOPALO TIPO "D": $G = 8.01 \text{ kN}$

BANDIERA TIPO "A" e "B": $G = 23.96 \text{ kN}$

PORTALE A CAVALLETTO: $G = 46.28 \text{ kN}$

8.2 AZIONE DEL VENTO (Q)

L'azione del vento è stata calcolata in accordo al punto 3.3 della vigente normativa DM 14/01/2008 per quanto riguarda la pressione cinetica di picco, mentre per quanto riguarda, più nello specifico, il calcolo dei coefficienti dinamici (o di forza) per strutture reticolari spaziali e per le antenne paraboliche, è stata utilizzata la norma CNR-DT 207/2008, in particolare i paragrafi G.9 per le strutture reticolari spaziali e il G.8.2 per le antenne paraboliche.

Di seguito si riporta il calcolo della pressione cinetica di picco:

Calcolo della pressione del vento secondo il punto 3.3 del DM14/01/2008

Velocità di riferimento

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01

a_s (altitudine sul livello del mare [m]) = 420

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

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

$v_b = 25$ [m/s]

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)

T_R (periodo di ritorno) = 50 anni

α_R (coeff. di ritorno) = 1.00 [-]

$v_b(T_R) = 25.0$ m/s velocità di riferimento funzione della zona, dell'altitudine e del periodo di ritorno



Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

$c_d = 1$ [-]

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 390.63$ N/m²

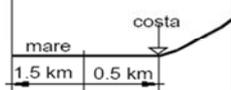
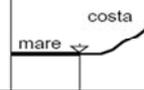
$\rho = 1.25$ kg/m³ densità di massa media dell'aria

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5	ZONA 6	ZONE 7,8	ZONA 9																																																																																
																																																																																			
<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>A</td><td>--</td><td>IV</td><td>IV</td><td>V</td><td>V</td><td>V</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>III</td><td>III</td><td>IV</td><td>IV</td><td>IV</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>*</td><td>III</td><td>III</td><td>IV</td><td>IV</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>II</td><td>II</td><td>II</td><td>III</td><td>**</td></tr> </table>	A	--	IV	IV	V	V	V	B	--	III	III	IV	IV	IV	C	--	*	III	III	IV	IV	D	I	II	II	II	III	**	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>A</td><td>--</td><td>III</td><td>IV</td><td>V</td><td>V</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>II</td><td>III</td><td>IV</td><td>IV</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>II</td><td>III</td><td>III</td><td>IV</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>I</td><td>II</td><td>II</td><td>III</td></tr> </table>	A	--	III	IV	V	V	B	--	II	III	IV	IV	C	--	II	III	III	IV	D	I	I	II	II	III	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>A</td><td>--</td><td>--</td><td>IV</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>--</td><td>IV</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>--</td><td>III</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>II</td><td>*</td></tr> </table>	A	--	--	IV	B	--	--	IV	C	--	--	III	D	I	II	*	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>A</td><td>--</td><td>I</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>I</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>I</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>I</td></tr> </table>	A	--	I	B	--	I	C	--	I	D	I	I
A	--	IV	IV	V	V	V																																																																													
B	--	III	III	IV	IV	IV																																																																													
C	--	*	III	III	IV	IV																																																																													
D	I	II	II	II	III	**																																																																													
A	--	III	IV	V	V																																																																														
B	--	II	III	IV	IV																																																																														
C	--	II	III	III	IV																																																																														
D	I	I	II	II	III																																																																														
A	--	--	IV																																																																																
B	--	--	IV																																																																																
C	--	--	III																																																																																
D	I	II	*																																																																																
A	--	I																																																																																	
B	--	I																																																																																	
C	--	I																																																																																	
D	I	I																																																																																	
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1		* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7																																																																																	

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

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

$$c_e(\text{Zaltezza edif}) = 2.17 \quad [-]$$

Z altezza edif [m]	Zona	Classe di rugosità	as [m]
7.50	1	D	420

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0.19	0.05	4	1

Pressione del vento a meno del coefficiente di forma c_p : $p = q_b \cdot c_e \cdot c_d \cdot 10^{-3} = 0.85 \quad \text{kN/m}^2$

Coefficiente di forma per insegne e tabelloniPer insegne e tabelloni si applica il coefficiente di forma definito al punto G.7 della norma CNR-DT 207/2008 pari a $c_p = 1.8$

Pressione del vento, tenendo conto anche del coefficiente di forma: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p \cdot 10^{-3} = 1.53 \quad \text{kN/m}^2$

8.3 AZIONE SISMICA (E)

Date le esigue masse in gioco, l'azione sismica non è dimensionante rispetto a tutte le verifiche della struttura e del terreno considerate.

Pertanto l'azione sismica non sarà valutata né considerata nei calcoli.

9. COMBINAZIONI DI CARICO

Il criterio di verifica adottato nella presente relazione, è il metodo agli stati limite. Sottoposta la struttura alle azioni caratteristiche analizzate al paragrafo precedente, determinato il valore degli effetti delle azioni per ogni combinazione di carico elementare, si sono poi combinati questi ultimi attraverso i coefficienti parziali delle azioni.

Le combinazioni delle azioni elementari, sono state definite in accordo al punto 2.5.3 del DM 14/01/2008 e ai punti specifici per i ponti stradali e i ponti ferroviari, di cui si riportano i coefficienti parziali di sicurezza per i carichi elementari e i coefficienti di combinazione.

SLU: $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$

SLE rara: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE frequente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{12} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE quasi permanente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{22} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 2.5.I.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Le combinazioni di carico utilizzate sono:

SLU : $1.0 G + 1.5 Q$

SLE rara: $G + Q$

SLE frequente: $G + 0.2 \cdot Q_{k1}$

SLE quasi permanente: G

10. VERIFICHE DI SICUREZZA

10.1 VERIFICHE GLOBALI

Di seguito si riportano il calcolo delle sollecitazioni per i diversi gruppi di combinazione (e EQU, STR, GEO), riferite alla base del montante e alla base del plinto e le conseguenti verifiche di equilibrio di corpo rigido, ovvero a ribaltamento e a scorrimento dei plinti in c.a. per le varie tipologie di sostegno.

10.1.1 MONOPALI TIPO "A"

Caratteristiche geometriche del plinto

b =	1.5 m	larghezza del plinto
h =	3.0 m	lunghezza del plinto
H =	0.6 m	altezza del plinto

Carichi e parametri geotecnici

$q_v =$	1.53 kN/m ²	pressione del vento sulla tabella
$S_1 =$	4.6 m ²	superficie della tabella
$b_{v1} =$	3.3 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$S_2 =$	0.5 m ²	superficie laterale del montante
$b_{v2} =$	1.7 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$S_3 =$	0.3 m ²	superficie laterale della trave
$b_{v3} =$	3.3 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$\varphi'_{M1} =$	32 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M1
$\varphi'_{M2} =$	26.6 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M2

Sollecitazioni SLE alla base del montante

$N_{Ed} =$	2.51 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	8.2 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	26.2 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLU_{str} alla base del montante

$N_{Ed} =$	3.3 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	12.4 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	39.2 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLU_{geo} alla base del montante

$N_{Ed} =$	2.5 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	10.7 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	34.0 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLE alla base del plinto

$N_{Ed} =$	70.0 kN	carico verticale alla base del plinto trascurando, cautelativamente il peso del cartello
$V_{Ed} =$	8.2 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	31.1 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. EQU 0.9 G + 1.5 Q

$N_{Ed} =$	63.01 kN
$V_{Ed} =$	12.37 kN
$M_{Ed} =$	46.65 kNm

Verifica a ribaltamento

$\sigma_t =$	0.04 N/mm ²	$2 N_{Ed} / [3 b (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})]$	
$x_c =$	2.28 m	$3 (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})$	76%

Essendo $x_c > 0$ la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A1 STR 1.3 G + 1.5 Q

$N_{Ed} =$	91.02 kN
$V_{Ed} =$	12.37 kN
$M_{Ed} =$	46.65 kNm

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A2 GEO 1.0 G + 1.3 Q

$N_{Ed} =$	70.01 kN
$V_{Ed} =$	10.72 kN
$M_{Ed} =$	40.43 kNm

Verifica a scorrimento

F.S. =	3.26 -	$N_{Ed} \tan(\varphi'_{M2}) / V_{Ed}$
--------	--------	---------------------------------------

Essendo F.S. > 1.1 la verifica a scorrimento risulta soddisfatta

Per avere un confronto delle sollecitazioni così determinate con quelle derivanti dal modello ad elementi finiti, di seguito si riportano i risultati per quest'ultimo, relativi a momento flettente e taglio lungo gli assi principali delle sezioni trasversali, ovvero per caso di carico con vento ortogonale alla tabella:

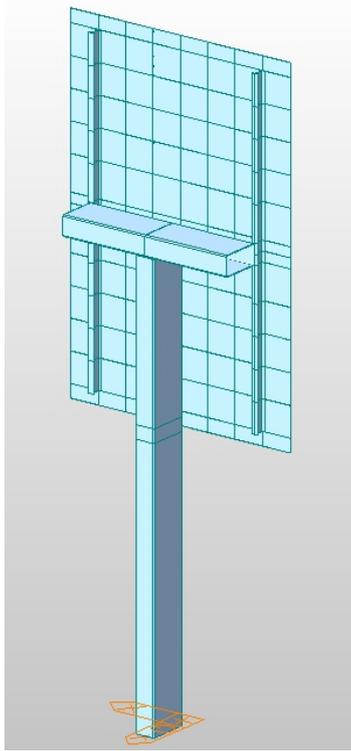


Figura 9 – Monopalo A – Modello FEM

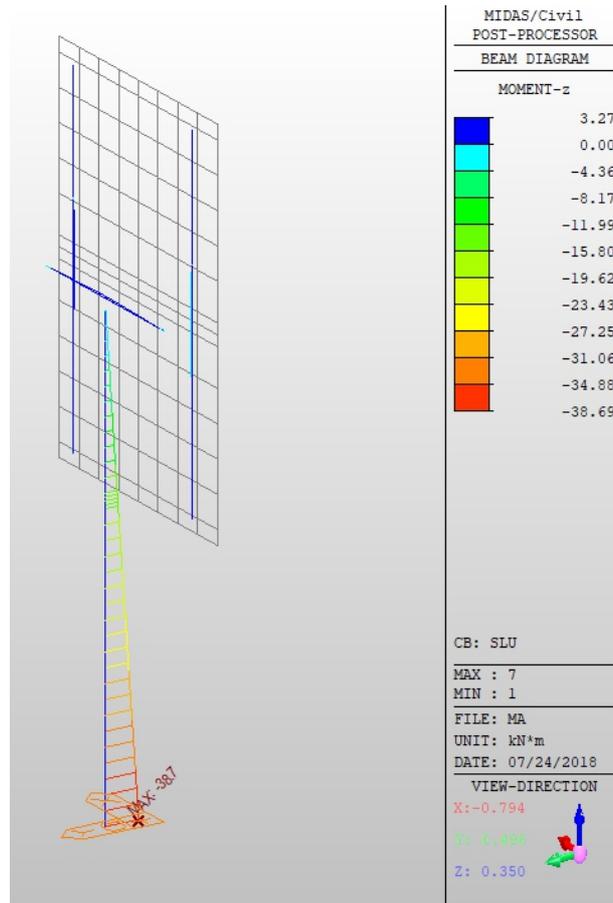


Figura 10 – Monopalo A – Momento flettente per combinazione SLU

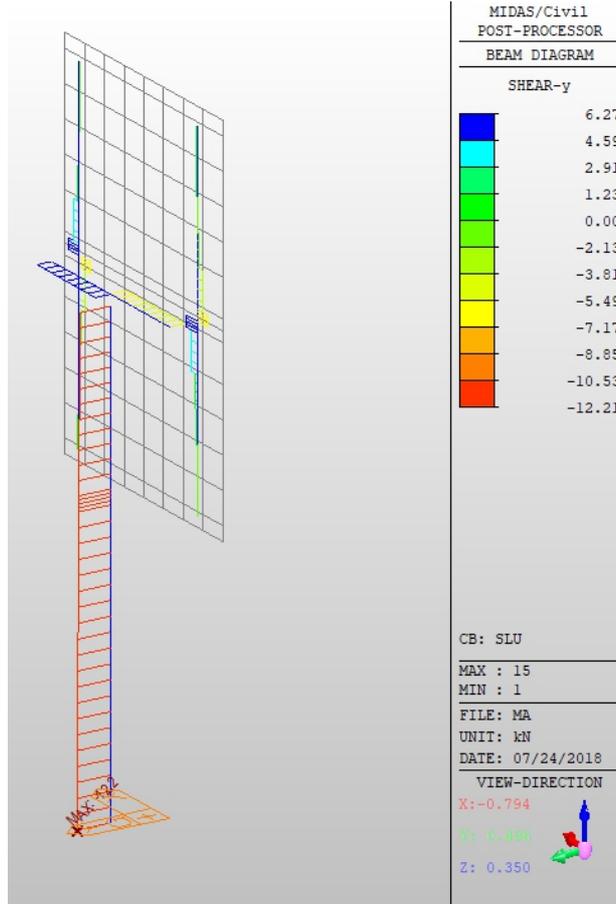


Figura 11 – Monopalo A – Sforzo di taglio per combinazione SLU

10.1.2 MONOPALI TIPO "B"**Caratteristiche geometriche del plinto**

b =	1.5 m	larghezza del plinto
h =	3.0 m	lunghezza del plinto
H =	0.6 m	altezza del plinto

Carichi e parametri geotecnici

$q_v =$	1.53 kN/m ²	pressione del vento sulla tabella
$S_1 =$	6.8 m ²	superficie della tabella
$b_{v1} =$	3.4 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$S_2 =$	0.5 m ²	superficie laterale del montante
$b_{v2} =$	1.7 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$S_3 =$	0.5 m ²	superficie laterale della trave
$b_{v3} =$	3.4 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$\varphi'_{M1} =$	32 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M1
$\varphi'_{M2} =$	26.6 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M2

Sollecitazioni SLE alla base del montante

$N_{Ed} =$	3.77 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	11.9 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	38.8 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLUstr alla base del montante

$N_{Ed} =$	4.9 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	17.8 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	58.2 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLUgeo alla base del montante

$N_{Ed} =$	3.8 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	15.4 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	50.4 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLE alla base del plinto

$N_{Ed} =$	71.3 kN	carico verticale alla base del plinto trascurando, cautelativamente il peso del cartello
$V_{Ed} =$	11.9 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	45.9 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. EQU 0.9 G + 1.5 Q

$N_{Ed} =$	64.14 kN
$V_{Ed} =$	17.80 kN
$M_{Ed} =$	68.84 kNm

Verifica a ribaltamento

$\sigma_t =$	0.07 N/mm ²	$2 N_{Ed} / [3 b (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})]$	
$x_c =$	1.28 m	$3 (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})$	43%

Essendo $x_c > 0$ la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A1 STR 1.3 G + 1.5 Q

$N_{Ed} =$	92.65 kN
$V_{Ed} =$	17.80 kN
$M_{Ed} =$	68.84 kNm

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A2 GEO 1.0 G + 1.3 Q

$N_{Ed} =$	71.27 kN
$V_{Ed} =$	15.43 kN
$M_{Ed} =$	59.66 kNm

Verifica a scorrimento

$$F.S. = 2.31 - N_{Ed} \tan(\varphi'_{M2}) / V_{Ed}$$

Essendo $F.S. > 1.1$ la verifica a scorrimento risulta soddisfatta

Per avere un confronto delle sollecitazioni così determinate con quelle derivanti dal modello ad elementi finiti, di seguito si riportano i risultati per quest'ultimo, relativi a momento flettente e taglio lungo gli assi principali delle sezioni trasversali, ovvero per caso di carico con vento ortogonale alla tabella:

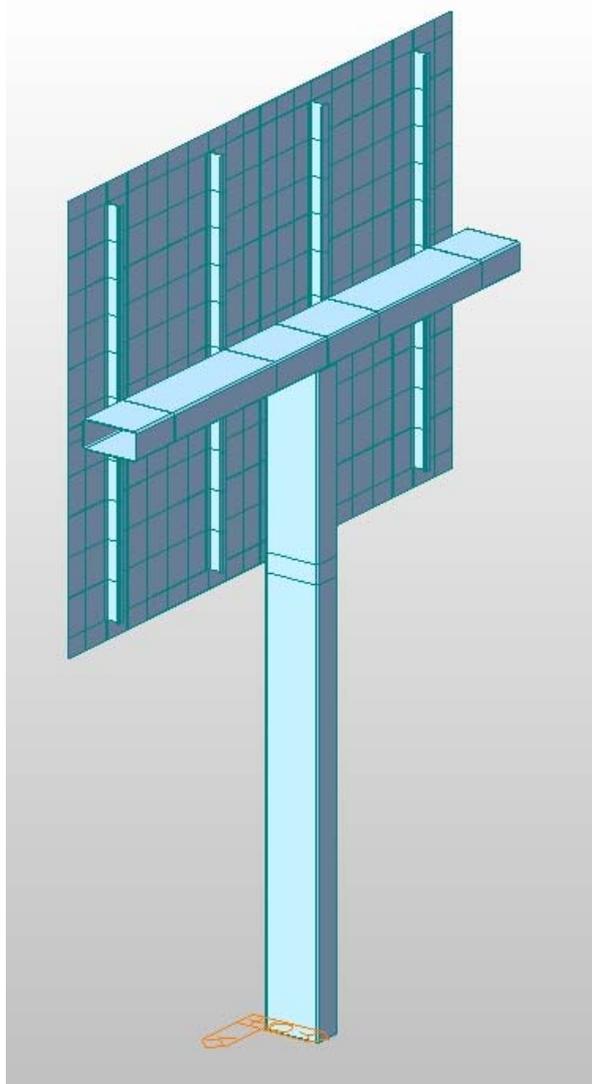


Figura 12 – Monopalo B – Modello FEM

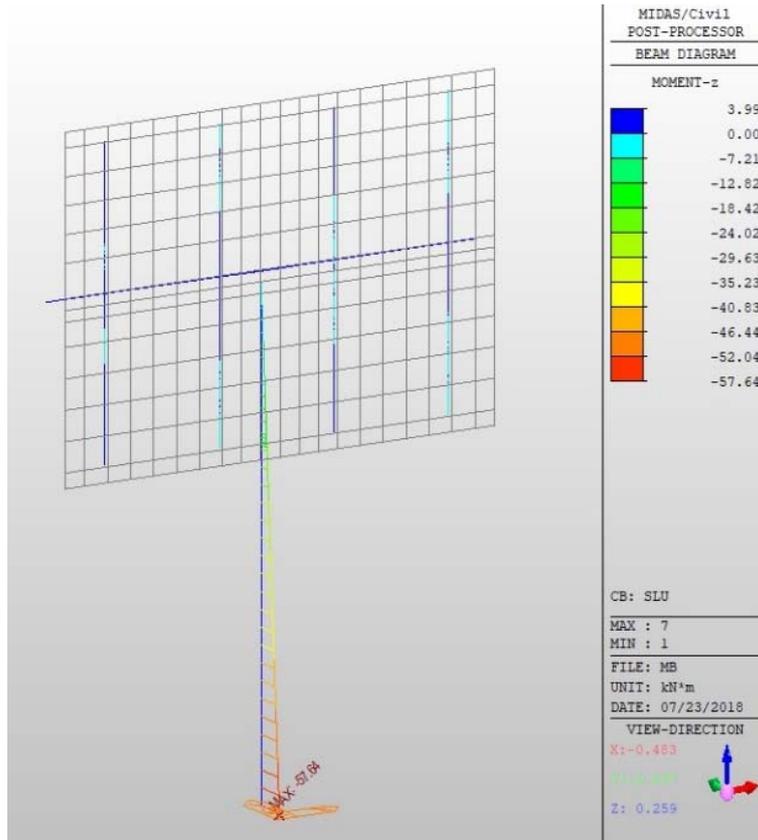


Figura 13 – Monopalo B – Momento flettente per combinazione SLU

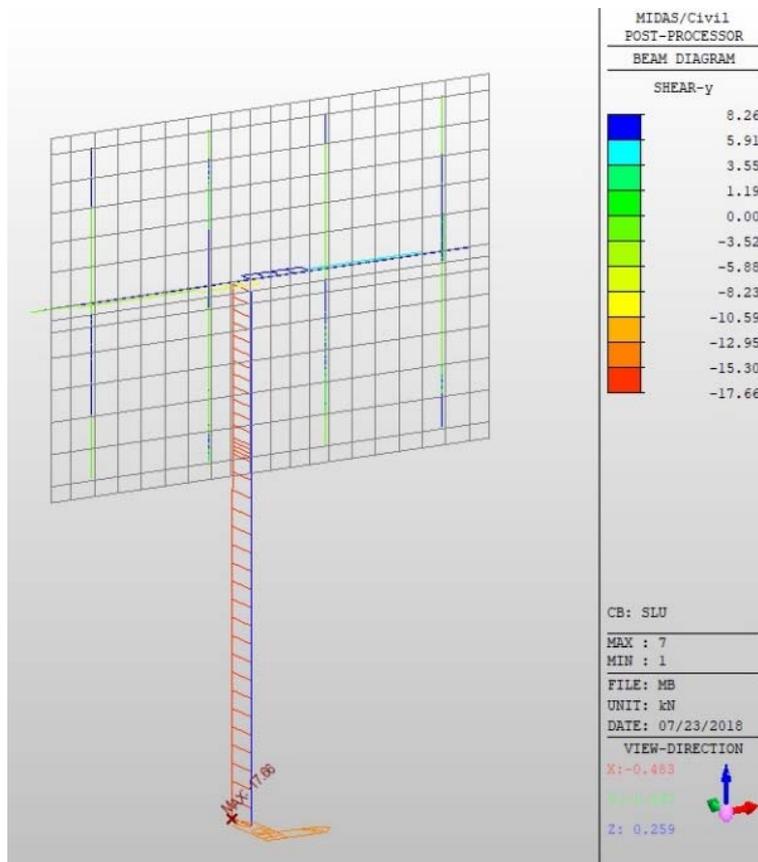


Figura 14 – Monopalo B – Sforzo di taglio per combinazione SLU

10.1.3 MONOPALI TIPO "C"

Caratteristiche geometriche del plinto

b =	1.5 m	larghezza del plinto
h =	3.0 m	lunghezza del plinto
H =	0.8 m	altezza del plinto

Carichi e parametri geotecnici

$q_v =$	1.53 kN/m ²	pressione del vento sulla tabella
$S_1 =$	9.6 m ²	superficie della tabella
$b_{v1} =$	3.8 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$S_2 =$	0.6 m ²	superficie laterale del montante
$b_{v2} =$	1.9 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$S_3 =$	0.6 m ²	superficie laterale della trave
$b_{v3} =$	3.8 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$\varphi'_{M1} =$	32 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M1
$\varphi'_{M2} =$	26.6 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M2

Sollecitazioni SLE alla base del montante

$N_{Ed} =$	5.10 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	16.4 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	60.5 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLUstr alla base del montante

$N_{Ed} =$	6.6 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	24.7 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	90.7 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLUgeo alla base del montante

$N_{Ed} =$	5.1 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	21.4 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	78.6 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLE alla base del plinto

$N_{Ed} =$	95.1 kN	carico verticale alla base del plinto trascurando, cautelativamente il peso del cartello
$V_{Ed} =$	16.4 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	73.6 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. EQU 0.9 G + 1.5 Q

$N_{Ed} =$	85.59 kN
$V_{Ed} =$	24.67 kN
$M_{Ed} =$	110.43 kNm

Verifica a ribaltamento

$\sigma_t =$	0.18 N/mm ²	$2 N_{Ed} / [3 b (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})]$	
$x_c =$	0.63 m	$3 (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})$	21%

Essendo $x_c > 0$ la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A1 STR 1.3 G + 1.5 Q

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 123.63 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= 24.67 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 110.43 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A2 GEO 1.0 G + 1.3 Q

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 95.10 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= 21.38 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 95.71 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Verifica a scorrimento

$$\text{F.S.} = 2.22 - N_{Ed} \tan(\varphi'_{M2}) / V_{Ed}$$

Essendo F.S. > 1.1 la verifica a scorrimento risulta soddisfatta

Per avere un confronto delle sollecitazioni così determinate con quelle derivanti dal modello ad elementi finiti, di seguito si riportano i risultati per quest'ultimo, relativi a momento flettente e taglio lungo gli assi principali delle sezioni trasversali, ovvero per caso di carico con vento ortogonale alla tabella:

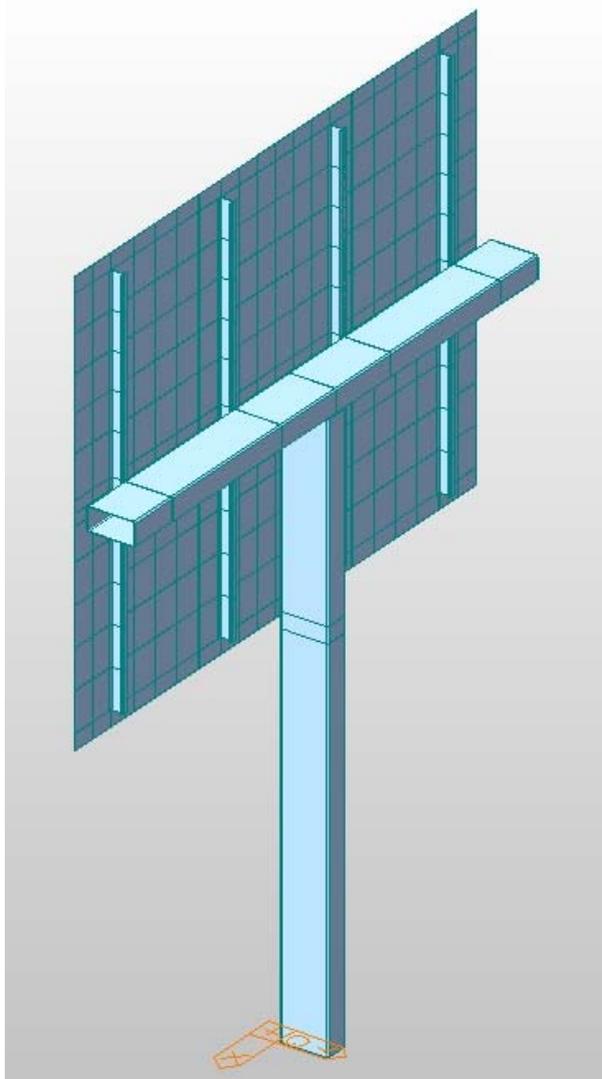


Figura 15 – Monopalo C – Modello FEM

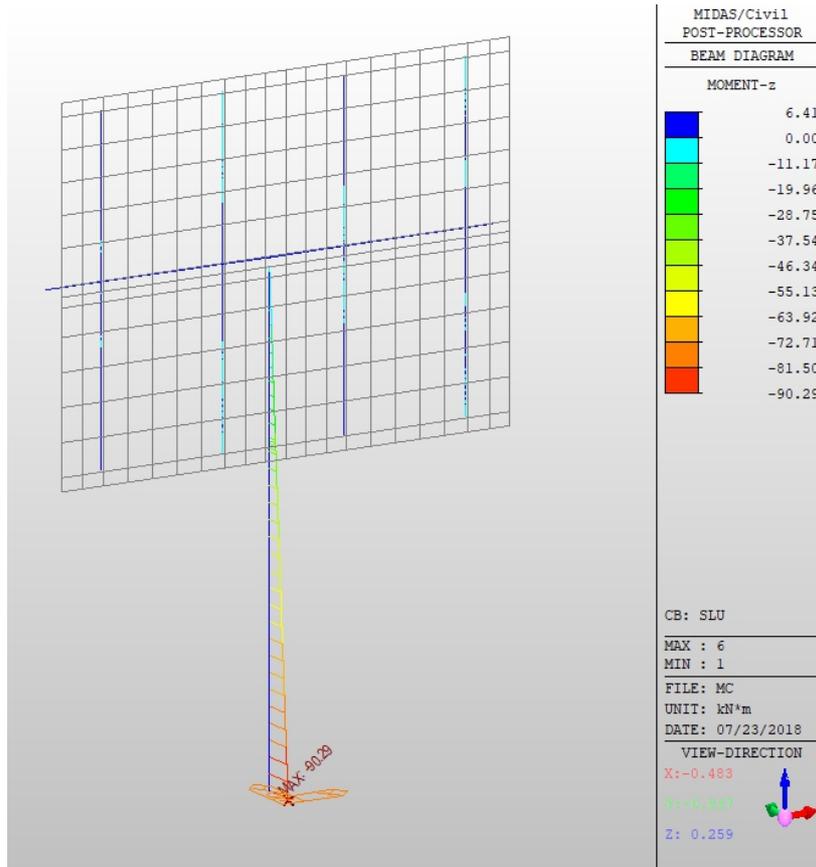


Figura 16 – Monopalo C – Momento flettente per combinazione SLU

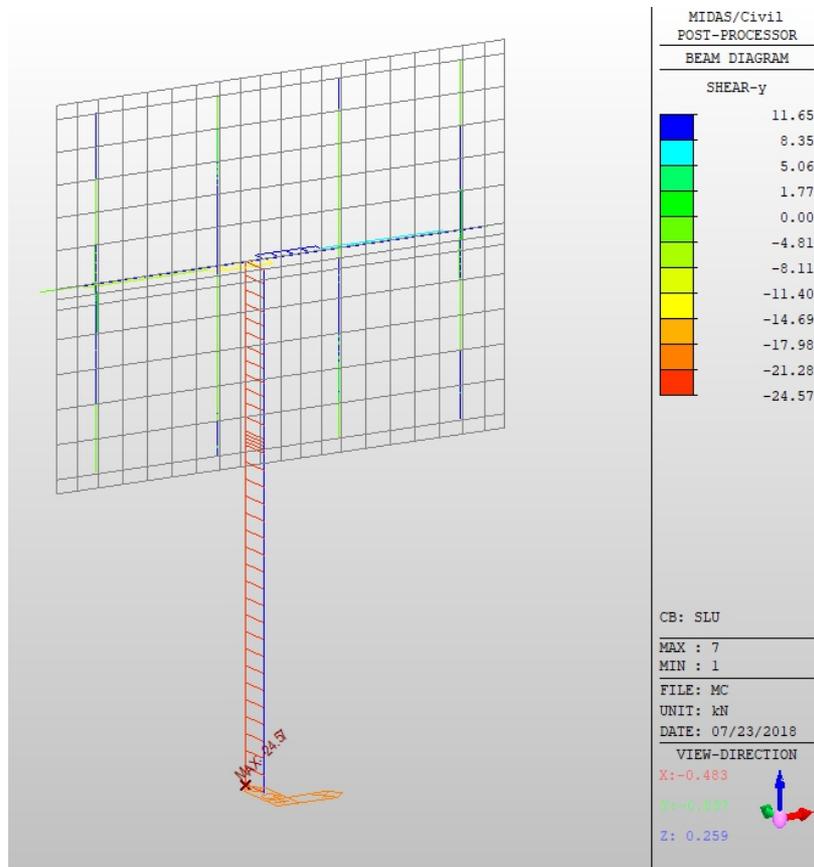


Figura 17 – Monopalo C – Sforzo di taglio per combinazione SLU

10.1.4 MONOPALI TIPO "D"**Caratteristiche geometriche del plinto**

b =	1.5 m	larghezza del plinto
h =	3.5 m	lunghezza del plinto
H =	0.8 m	altezza del plinto

Carichi e parametri geotecnici

$q_v =$	1.53 kN/m ²	pressione del vento sulla tabella
$S_1 =$	12.4 m ²	superficie della tabella
$b_{v1} =$	4.3 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$S_2 =$	1.1 m ²	superficie laterale del montante
$b_{v2} =$	2.2 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$S_3 =$	1.1 m ²	superficie laterale della trave
$b_{v3} =$	4.4 m	distanza del centro della pressione rispetto al terreno
$\varphi'_{M1} =$	32 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M1
$\varphi'_{M2} =$	26.6 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M2

Sollecitazioni SLE alla base del montante

$N_{Ed} =$	8.01 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	22.3 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	92.8 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLUstr alla base del montante

$N_{Ed} =$	10.4 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	33.4 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	139.3 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLUgeo alla base del montante

$N_{Ed} =$	8.0 kN	peso del cartello
$V_{Ed} =$	28.9 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	120.7 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni SLE alla base del plinto

$N_{Ed} =$	113.0 kN	carico verticale alla base del plinto trascurando, cautelativamente il peso del cartello
$V_{Ed} =$	22.3 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed} =$	110.7 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = V_{Ed} (b_v + H)$)

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. EQU 0.9 G + 1.5 Q

$N_{Ed} =$	101.71 kN
$V_{Ed} =$	33.40 kN
$M_{Ed} =$	165.99 kNm

Verifica a ribaltamento

$\sigma_t =$	0.38 N/mm ²	$2 N_{Ed} / [3 b (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})]$	
$x_c =$	0.35 m	$3 (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})$	10%

Essendo $x_c > 0$ la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A1 STR 1.3 G + 1.5 Q

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 146.91 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= 33.40 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 165.99 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A2 GEO 1.0 G + 1.3 Q

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 113.01 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= 28.94 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 143.86 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Verifica a scorrimento

$$\text{F.S.} = 1.95 - N_{Ed} \tan(\varphi'_{M2}) / V_{Ed}$$

Essendo F.S. > 1.1 la verifica a scorrimento risulta soddisfatta

Per avere un confronto delle sollecitazioni così determinate con quelle derivanti dal modello ad elementi finiti, di seguito si riportano i risultati per quest'ultimo, relativi a momento flettente e taglio lungo gli assi principali delle sezioni trasversali, ovvero per caso di carico con vento ortogonale alla tabella:

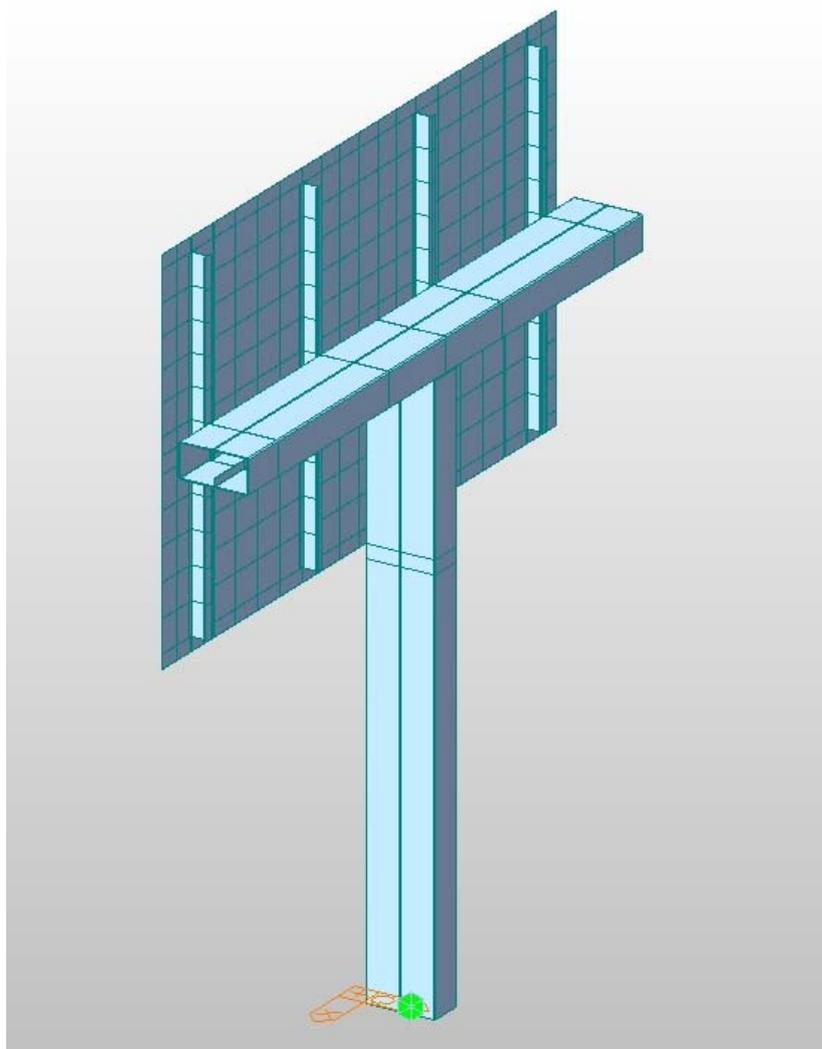


Figura 18 – Monopalo D – Modello FEM

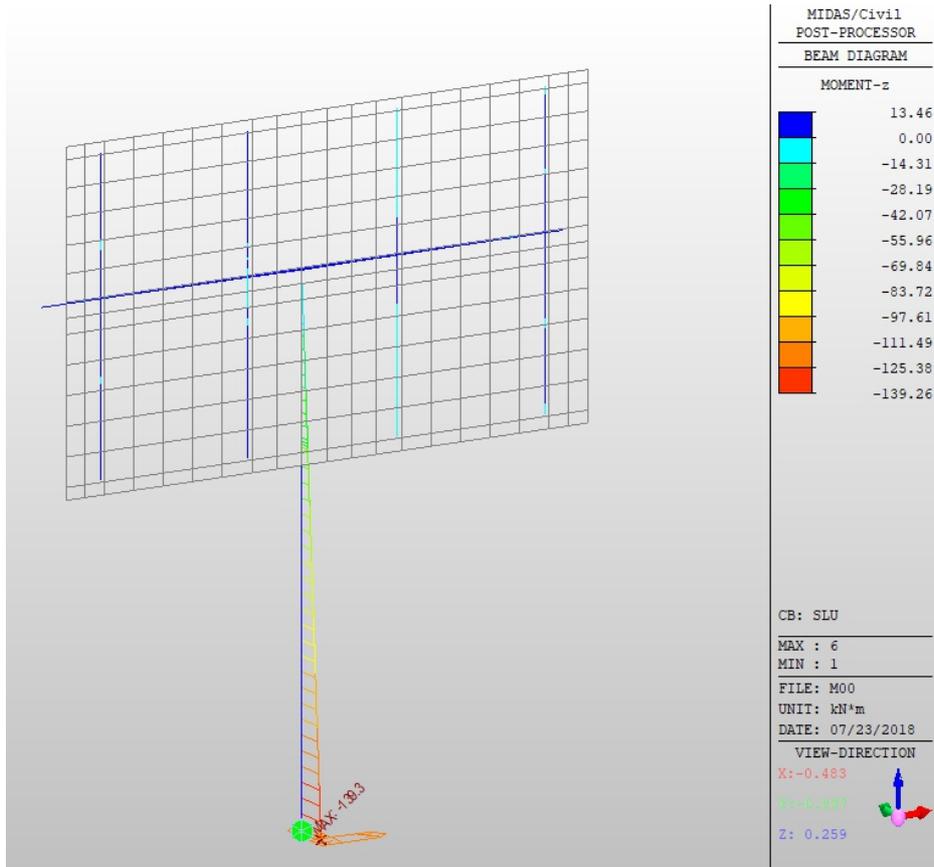


Figura 19 – Monopalo D – Momento flettente per combinazione SLU

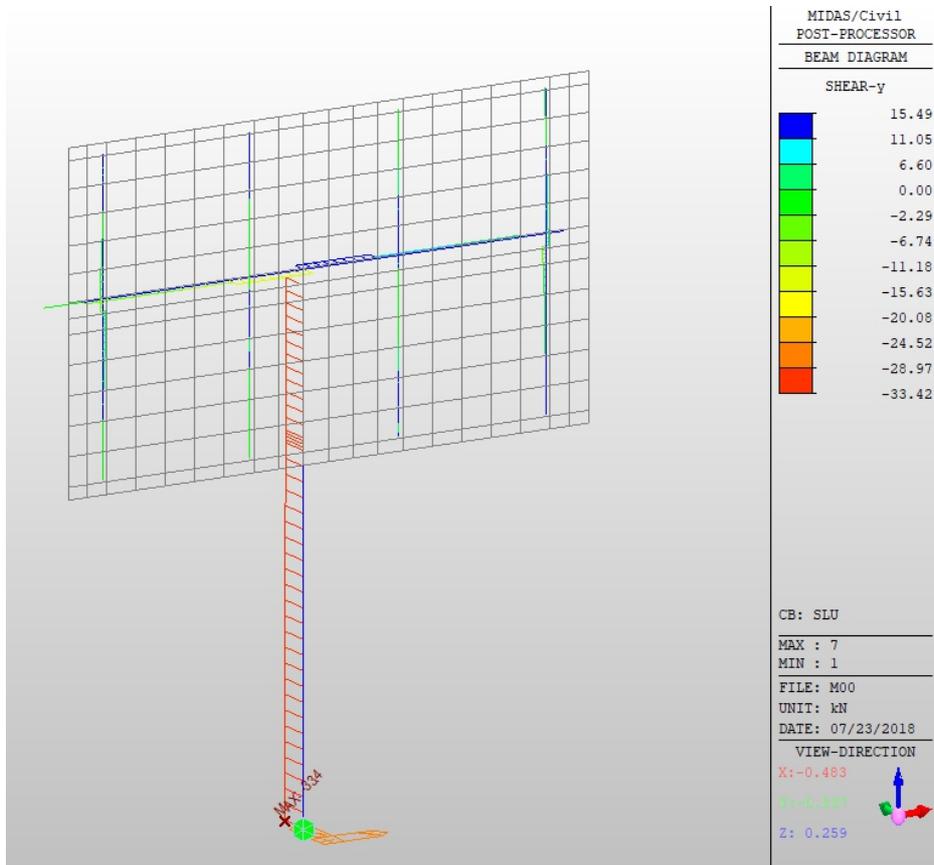


Figura 20 – Monopalo D – Sforzo di taglio per combinazione SLU

10.1.5 BANDIERA TIPO "A" E TIPO "B"**Caratteristiche geometriche del plinto**

b =	2.0 m	larghezza del plinto
h =	3.0 m	lunghezza del plinto
H =	1.2 m	altezza del plinto
e _x =	0.5 m	eccentricità lungo x tra pilastro e centro del plinto
e _y =	0.0 m	eccentricità lungo y tra pilastro e centro del plinto

Carichi e parametri geotecnici

q _v =	1.53 kN/m ²	pressione del vento sulla tabella
P ₁ =	0.94 kN	peso della tabella
S ₁ =	6.0 m ²	superficie della tabella
b _{v1} =	6.7 m	distanza verticale del centro della pressione rispetto al terreno
b _{h1} =	7.3 m	distanza orizzontale del centro della pressione rispetto al terreno
P ₂ =	11.87 kN	peso del montante
S ₂ =	3.1 m ²	superficie laterale del montante
b _{v2} =	3.7 m	distanza verticale del centro della pressione rispetto al terreno
b _{h2} =	0.0 m	distanza orizzontale del centro della pressione rispetto al terreno
P ₃ =	11.15 kN	peso della trave
S ₃ =	3.7 m ²	superficie laterale della trave
b _{v3} =	6.9 m	distanza verticale del centro della pressione rispetto al terreno
b _{h3} =	4.6 m	distanza orizzontale del centro della pressione rispetto al terreno
φ' _{M1} =	32 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M1
φ' _{M2} =	26.6 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M2

Sollecitazioni SLE alla base del montante

N _{Ed} =	23.96 kN	peso della struttura e della tabella
V _{Ed,x} =	0.00 kN	taglio alla base in direzione trasversale
V _{Ed,y} =	19.5 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v \sum S_i$)
M _{Ed,x} =	117.7 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i}$)
M _{Ed,y} =	57.9 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i}$)

Sollecitazioni SLUstr alla base del montante

N _{Ed} =	31.15 kN	peso della struttura e della tabella
V _{Ed,x} =	0.00 kN	taglio alla base in direzione trasversale
V _{Ed,y} =	29.2 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
M _{Ed,x} =	176.5 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i}$)
M _{Ed,y} =	75.3 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i}$)

Sollecitazioni SLUgeo alla base del montante

N _{Ed} =	23.96 kN	peso della struttura e della tabella
V _{Ed,x} =	0.00 kN	taglio alla base in direzione trasversale
V _{Ed,y} =	25.3 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
M _{Ed,x} =	153.0 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i}$)
M _{Ed,y} =	57.9 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i}$)

Sollecitazioni SLE alla base del plinto

$N_{Ed} =$	204.0 kN	peso del plinto della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.0 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	19.5 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed,x} =$	141.1 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento e trasporto del taglio ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i} + V_{Ed} H$)
$M_{Ed,y} =$	45.9 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi e dell'eccentricità del montante ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i} - N_{Ed} e_x$)

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. EQU 0.9 G + 1.5 Q

$N_{Ed} =$	183.6 kN	peso del plinto della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.0 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	29.2 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed,x} =$	211.6 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento e trasporto del taglio ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i} + V_{Ed} H$)
$M_{Ed,y} =$	41.3 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi e dell'eccentricità del montante ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i} - N_{Ed} e_x$)

Verifica a ribaltamento

$\sigma_{l,x} =$	0.18 N/mm ²	$2 N_{Ed} / [3 b (H/2 - M_{Ed,x}/N_{Ed})]$	
$\sigma_{l,y} =$	0.05 N/mm ²	$2 N_{Ed} / [3 H (b/2 - M_{Ed,y}/N_{Ed})]$	
$x_c =$	1.04 m	$3 (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})$	35%
$y_c =$	2.00 m	$3 (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})$	100%

Essendo $x_c > 0$ e $y_c > 0$ la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A1 STR 1.3 G + 1.5 Q

$N_{Ed} =$	265.1 kN	peso della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.0 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	29.2 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed,x} =$	211.6 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i} + V_{Ed} H$)
$M_{Ed,y} =$	59.7 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i}$)

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A2 GEO 1.0 G + 1.3 Q

$N_{Ed} =$	204.0 kN	peso della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.0 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	25.3 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed,x} =$	183.4 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i} + V_{Ed} H$)
$M_{Ed,y} =$	45.9 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i}$)

Verifica a scorrimento

F.S. =	4.02 -	$N_{Ed} \tan(\varphi'_{M2}) / V_{Ed}$
--------	--------	---------------------------------------

Essendo F.S. > 1.1 la verifica a scorrimento risulta soddisfatta

Per avere un confronto delle sollecitazioni così determinate con quelle derivanti dal modello ad elementi finiti, di seguito si riportano i risultati per quest'ultimo, relativi a momento flettente e taglio lungo gli assi principali delle sezioni trasversali, ovvero per caso di carico con vento ortogonale alla tabella:

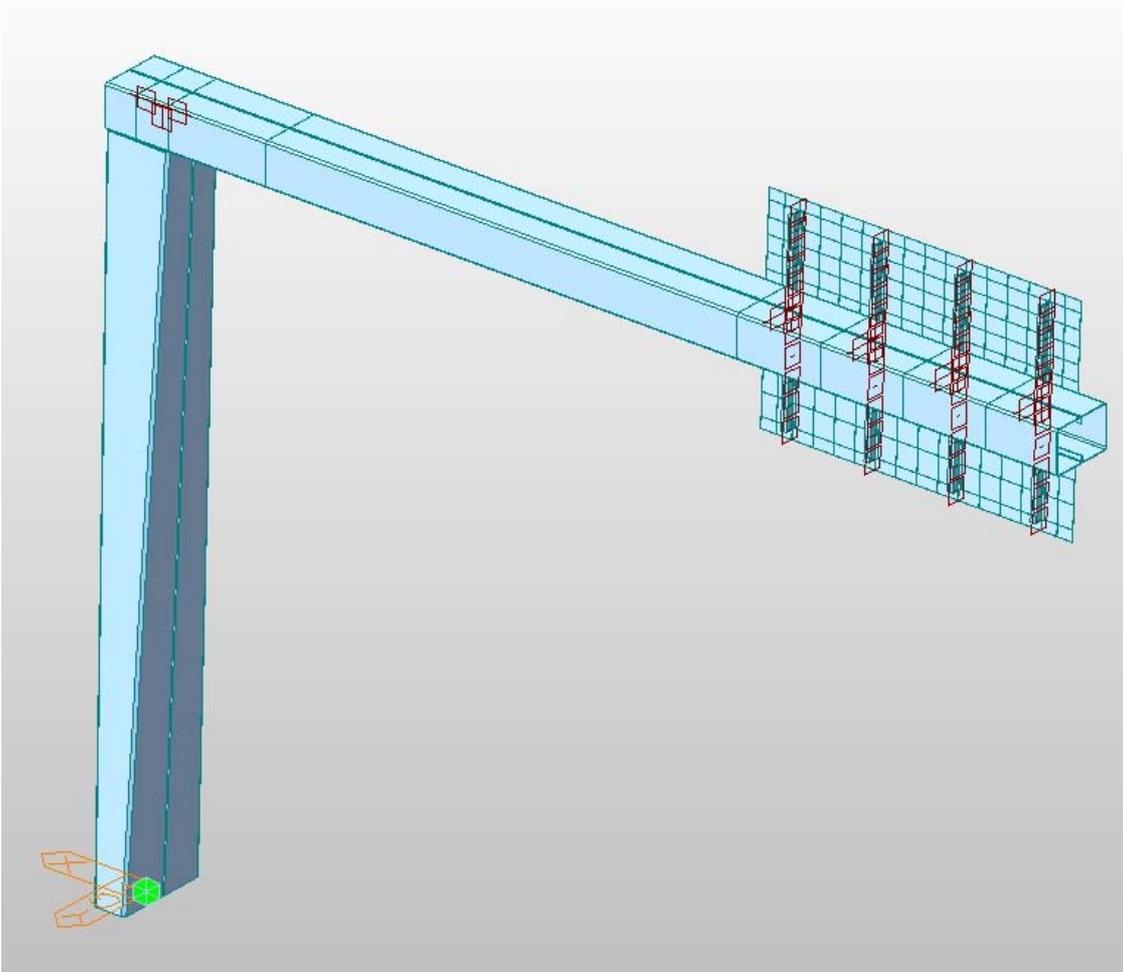


Figura 21 – Bandiera B – Modello FEM

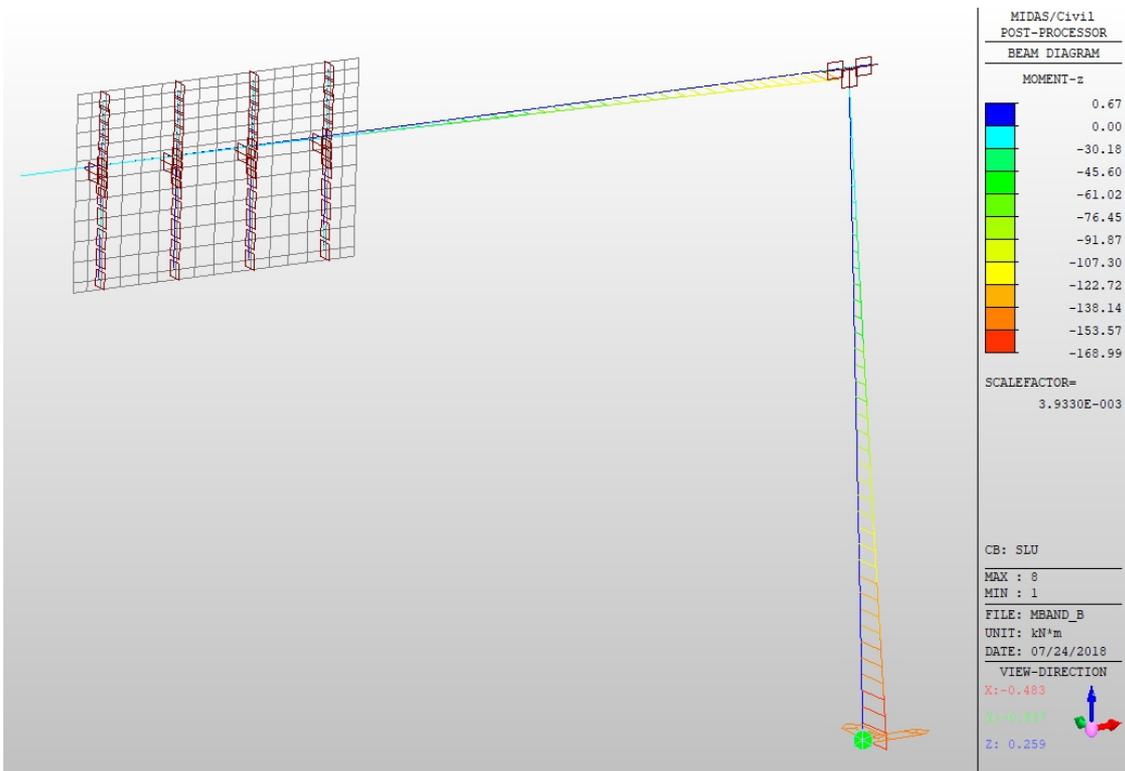


Figura 22 – Bandiera B – Momento flettente per combinazione SLU

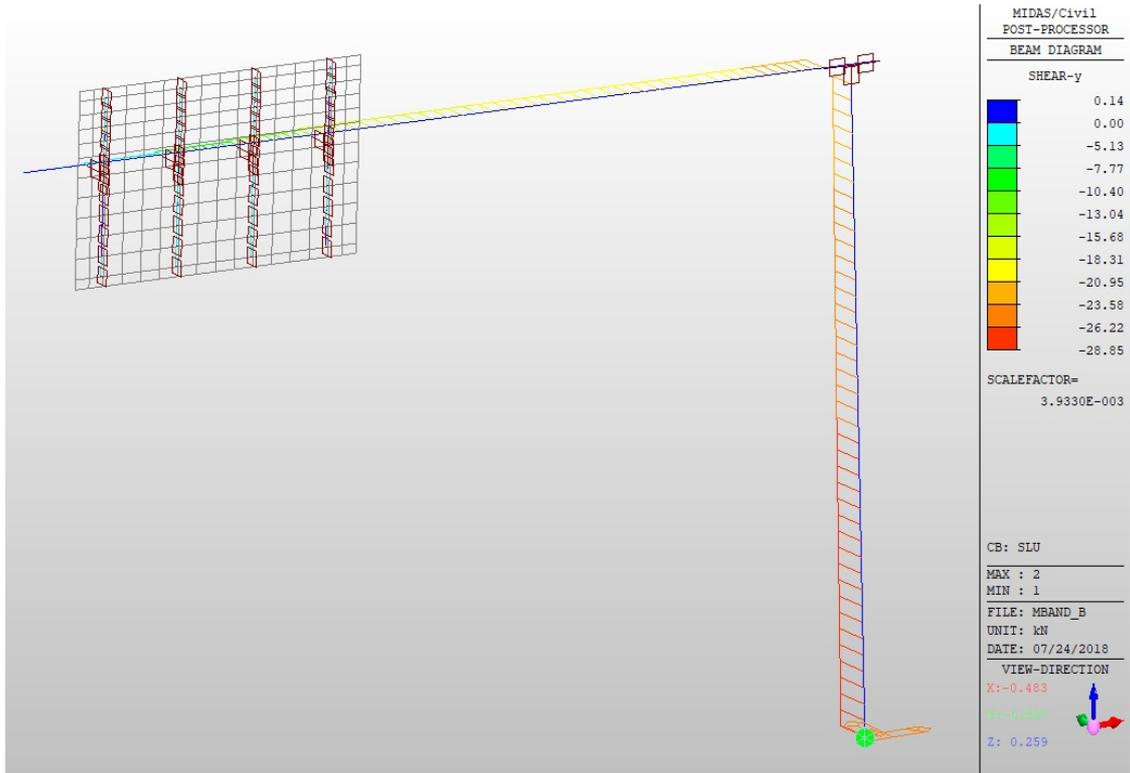


Figura 23 – Bandiera B – Sforzo di taglio per combinazione SLU

10.1.6 PORTALE A CAVALLETTO

Caratteristiche geometriche del plinto

$b =$	1.5 m	larghezza del plinto
$h =$	3.5 m	lunghezza del plinto
$H =$	1.0 m	altezza del plinto
$e_x =$	0.0 m	eccentricità lungo x tra pilastro e centro del plinto
$e_y =$	0.0 m	eccentricità lungo y tra pilastro e centro del plinto

Carichi e parametri geotecnici

$q_v =$	1.53 kN/m ²	pressione del vento sulla tabella
$P_1 =$	0.94 kN	peso della tabella
$S_1 =$	7.00 m ²	superficie della tabella
$b_{v1} =$	6.35 m	distanza verticale del centro della pressione rispetto al terreno
$b_{h1} =$	5.95 m	distanza orizzontale del centro della pressione rispetto al terreno
$P_2 =$	12.51 kN	peso del montante
$S_2 =$	3.08 m ²	superficie laterale del montante
$b_{v2} =$	3.70 m	distanza verticale del centro della pressione rispetto al terreno
$b_{h2} =$	0.00 m	distanza orizzontale del centro della pressione rispetto al terreno
$P_3 =$	9.69 kN	peso della trave
$S_3 =$	3.18 m ²	superficie laterale della trave
$b_{v3} =$	6.85 m	distanza verticale del centro della pressione rispetto al terreno
$b_{h3} =$	3.98 m	distanza orizzontale del centro della pressione rispetto al terreno
$\varphi'_{M1} =$	32 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M1
$\varphi'_{M2} =$	26.6 °	angolo di resistenza al taglio del terreno per materiali gruppo M2

Sollecitazioni SLE alla base del montante

$N_{Ed} =$	23.14 kN	peso della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.00 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	20.3 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v \sum S_i$)
$M_{Ed,x} =$	118.6 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i}$)
$M_{Ed,y} =$	0.0 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i}$)

Sollecitazioni SLUstr alla base del montante

$N_{Ed} =$	30.08 kN	peso della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.00 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	30.4 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed,x} =$	177.9 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i}$)
$M_{Ed,y} =$	0.0 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i}$)

Sollecitazioni SLUgeo alla base del montante

$N_{Ed} =$	23.14 kN	peso della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.00 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	26.3 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed,x} =$	154.2 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i}$)
$M_{Ed,y} =$	0.0 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i}$)

Sollecitazioni SLE alla base del plinto

$N_{Ed} =$	154.4 kN	peso del plinto della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.0 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	20.3 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed,x} =$	138.9 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento e trasporto del taglio ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i} + V_{Ed} H$)
$M_{Ed,y} =$	0.0 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi e dell'eccentricità del montante ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i} - N_{Ed} e_x$)

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. EQU 0.9 G + 1.5 Q

$N_{Ed} =$	138.9 kN	peso del plinto della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.0 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	30.4 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed,x} =$	208.3 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento e trasporto del taglio ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i} + V_{Ed} H$)
$M_{Ed,y} =$	0.0 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi e dell'eccentricità del montante ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i} - N_{Ed} e_x$)

Verifica a ribaltamento

$\sigma_{t,x} =$	0.25 N/mm ²	$2 N_{Ed} / [3 b (H/2 - M_{Ed,x}/N_{Ed})]$	
$\sigma_{t,y} =$	0.04 N/mm ²	$2 N_{Ed} / [3 H (b/2 - M_{Ed,y}/N_{Ed})]$	
$x_c =$	0.75 m	$3 (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})$	21%
$y_c =$	1.50 m	$3 (H/2 - M_{Ed}/N_{Ed})$	100%

Essendo $x_c > 0$ e $y_c > 0$ la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A1 STR 1.3 G + 1.5 Q

$N_{Ed} =$	200.7 kN	peso della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.0 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	30.4 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed,x} =$	208.3 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i} + V_{Ed} H$)
$M_{Ed,y} =$	0.0 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i}$)

Sollecitazioni alla base del plinto per Comb. A2 GEO 1.0 G + 1.3 Q

$N_{Ed} =$	154.4 kN	peso della struttura e della tabella
$V_{Ed,x} =$	0.0 kN	taglio alla base in direzione trasversale
$V_{Ed,y} =$	26.3 kN	taglio alla base per effetto del vento ($V_{Ed} = q_v S$)
$M_{Ed,x} =$	180.5 kNm	momento ribaltante alla base per effetto del vento ($M_{Ed} = \sum V_{Ed,i} b_{v,i} + V_{Ed} H$)
$M_{Ed,y} =$	0.0 kNm	momento ribaltante alla base per effetto dei pesi ($M_{Ed} = \sum N_{Ed,i} b_{h,i}$)

Verifica a scorrimento

F.S. =	2.93 -	$N_{Ed} \tan(\varphi'_{M2}) / V_{Ed}$
--------	--------	---------------------------------------

Essendo F.S. > 1.1 la verifica a scorrimento risulta soddisfatta

Per avere un confronto delle sollecitazioni così determinate con quelle derivanti dal modello ad elementi finiti, di seguito si riportano i risultati per quest'ultimo, relativi a momento flettente e taglio lungo gli assi principali delle sezioni trasversali, ovvero per caso di carico con vento ortogonale alla tabella:

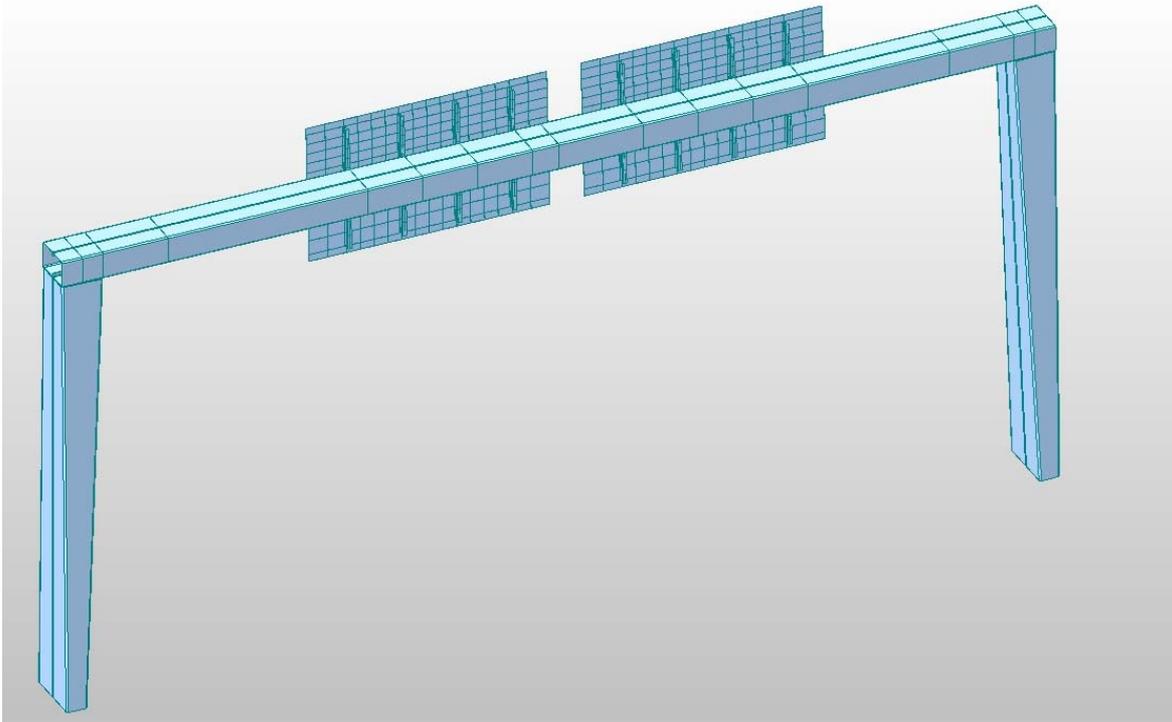


Figura 24 – Portale a Cavalletto – Modello FEM

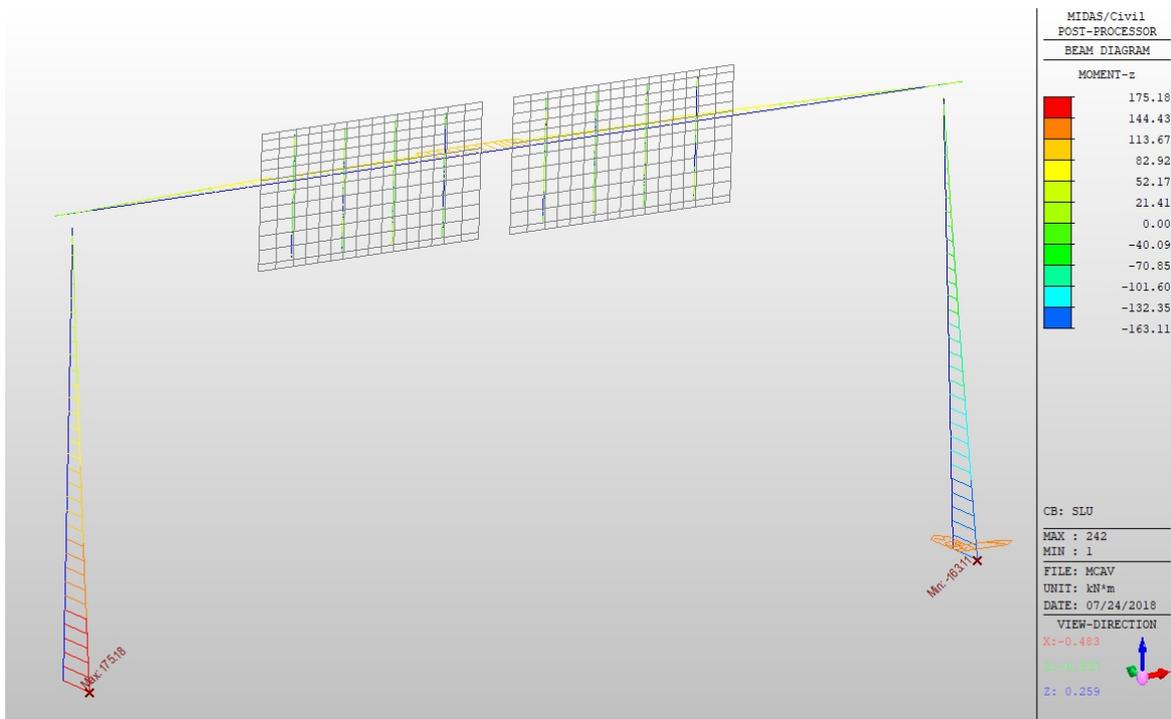


Figura 25 – Portale a Cavalletto – Momento flettente per combinazione SLU

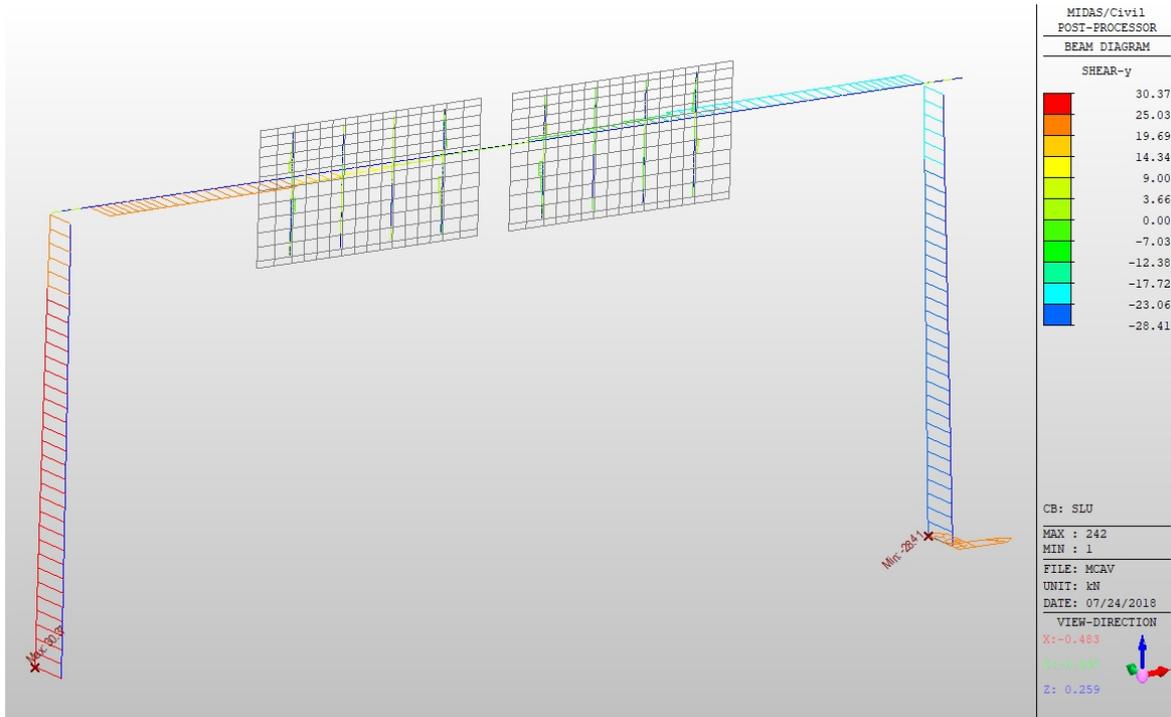


Figura 26 – Portale a Cavalletto – Sforzo di taglio per combinazione SLU

10.2 VERIFICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E DEI PLINTI

10.2.1 MONOPALI TIPO "A"

PROGETTO DEI PLINTI SECONDO NTC - 2008						
Determinazione della capacità portante del terreno - Combinazioni GEO						
Caratteristiche geometriche del plinto e del pilastro						
Dimensione del plinto in direzione x	L_x	=	1.50	[m]		
Dimensione del plinto in direzione y	L_y	=	2.00	[m]		
Altezza del plinto	H_z	=	0.60	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione x	b_x	=	0.15	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione y	b_y	=	0.30	[m]		
Eventuale eccentricità in x del pilastro rispetto alla fondazione	s_x	=	0.00	[m] <i>Positiva</i>		
Eventuale eccentricità in y del pilastro rispetto alla fondazione	s_y	=	0.00	[m] <i>Positiva</i>		
Volume del plinto	V_{plinto}	=	1.80	[m ³]		
Peso del plinto	W_{plinto}	=	45.00	[kN]		
<p>Geometria della fondazione</p>						
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO						
Angolo di attrito interno	φ'_k	=	32.00	[°] 0.559		
Coesione efficace	c'_k	=	0.00	[kPa] [rad]		
Peso dell'unità di volume	γ	=	19.00	[kN/m ³]		
"APPROCCIO 1" COMB.2: A2 + M2 + R2 (STATICO)						
	N_{Ed}	$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	$ M_{x,Ed} $	$ M_{y,Ed} $	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	GEO_1_A2	2.50	0.00	10.70	34.00	0.00
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	GEO_2_A2	2.50	0.00	10.70	34.00	0.00
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	2.50	0.00	10.70	34.00	0.00
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	2.50	0.00	10.70	34.00	0.00
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	2.50	0.00	10.70	34.00	0.00
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	2.50	0.00	10.70	34.00	0.00
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	2.50	0.00	10.70	34.00	0.00
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	2.50	0.00	10.70	34.00	0.00
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto			1.00		[-]	

Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A2)

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	e_x	e_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	47.50	40.42	0.00	0.00	0.85
Minima forza normale	GEO_2_A2	47.50	40.42	0.00	0.00	0.85
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	47.50	40.42	0.00	0.00	0.85
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	47.50	40.42	0.00	0.00	0.85
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	47.50	40.42	0.00	0.00	0.85
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	47.50	40.42	0.00	0.00	0.85
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	47.50	40.42	0.00	0.00	0.85
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	47.50	40.42	0.00	0.00	0.85

dove:

$$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$$

$$M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$$

$$M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$$

$$e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$$

$$e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$$

Dimensioni e efficaci del plinto

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	L'_x	L'_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	47.50	40.42	0.00	✓ 1.50	✓ 0.30
Minima forza normale	GEO_2_A2	47.50	40.42	0.00	✓ 1.50	✓ 0.30
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	47.50	40.42	0.00	✓ 1.50	✓ 0.30
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	47.50	40.42	0.00	✓ 1.50	✓ 0.30
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	47.50	40.42	0.00	✓ 1.50	✓ 0.30
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	47.50	40.42	0.00	✓ 1.50	✓ 0.30
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	47.50	40.42	0.00	✓ 1.50	✓ 0.30
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	47.50	40.42	0.00	✓ 1.50	✓ 0.30

dove:

$$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$$

$$L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$$

Caratteristiche del terreno - Combinazioni GEO (M2)

Coefficiente parziale di sicurezza		$\gamma_{\phi'}$	=	1.25 [-]	
Tangente dell'angolo di attrito		$\tan \phi'_k$	=	0.500 [-]	[rad]
Angolo di attrito di calcolo	$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_{\phi'})$	ϕ'_d	=	26.56 [°]	0.464
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_c	=	1.25 [-]	
Coesione di calcolo	$c'_d = c'_k / \gamma_c$	c'_d	=	0.00 [kPa]	
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_γ	=	1.00 [-]	
Peso dell'unità di volume di calcolo	$\gamma_d = \gamma / \gamma_g$	γ_d	=	19.00 [kN/m ³]	

Determinazione della capacità portante della fondazione (R2)

	EN 1997 - 1 : 2003 Appendice D.4	
Fattori di capacità portante	N_q	= 12.59 [-]
	N_c	= 23.18 [-]
	N_γ	= 13.58 [-]

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan(45 + \phi'/2)^2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Eventuale inclinazione del piano di posa	α	=	0.00 [°]	0.000
Fattori di inclinazione del piano di posa	b_q	=	1.00 [-]	
	b_c	=	1.00 [-]	
	b_γ	=	1.00 [-]	

dove:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \phi')$$

$$b_\gamma = b_q$$

Fattori di forma della fondazione		L'_x	L'_y	s_q	s_c	s_g
		[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
	GEO_1_A2	1.50	0.30	1.09	1.10	0.94
	GEO_2_A2	1.50	0.30	1.09	1.10	0.94
	GEO_3_A2	1.50	0.30	1.09	1.10	0.94
	GEO_4_A2	1.50	0.30	1.09	1.10	0.94
	GEO_5_A2	1.50	0.30	1.09	1.10	0.94
	GEO_6_A2	1.50	0.30	1.09	1.10	0.94
	GEO_7_A2	1.50	0.30	1.09	1.10	0.94
	GEO_8_A2	1.50	0.30	1.09	1.10	0.94

dove:

$$s_q = 1 + \min(L'_x; L'_y) / \max(L'_x; L'_y) \cdot \tan \varphi'$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$s_g = 1 - 0.3 \min(L'_x; L'_y) / \max(L'_x; L'_y)$$

Fattori di inclinazione delle azioni di taglio		$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	R_{Ed}	θ
		[kN]	[kN]	[kN]	[°] [rad]
	GEO_1_A2	0.00	10.70	10.70	0.00 0.00
	GEO_2_A2	0.00	10.70	10.70	0.00 0.00
	GEO_3_A2	0.00	10.70	10.70	0.00 0.00
	GEO_4_A2	0.00	10.70	10.70	0.00 0.00
	GEO_5_A2	0.00	10.70	10.70	0.00 0.00
	GEO_6_A2	0.00	10.70	10.70	0.00 0.00
	GEO_7_A2	0.00	10.70	10.70	0.00 0.00
	GEO_8_A2	0.00	10.70	10.70	0.00 0.00

dove:

$$R_{Ed} = (V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2)^{0.5}$$

$$\theta = \arctan(V_{x,Ed} / V_{y,Ed})$$

θ è l'angolo formato da R_{Ed} con l'asse Y

m_{Lx}	m_{Ly}	m_θ	R_{Ed}	N_{Tot}	A'	m_q	i_q	i_c	i_γ		
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[m ²]	[-]	[-]	[-]	[-]		
GEO_1_A2	0.00	1.83	1.83	10.70	47.50	GEO_1_A2	0.45	1.83	0.63	0.59	0.49
GEO_2_A2	0.00	1.83	1.83	10.70	47.50	GEO_2_A2	0.45	1.83	0.63	0.59	0.49
GEO_3_A2	0.00	1.83	1.83	10.70	47.50	GEO_3_A2	0.45	1.83	0.63	0.59	0.49
GEO_4_A2	0.00	1.83	1.83	10.70	47.50	GEO_4_A2	0.45	1.83	0.63	0.59	0.49
GEO_5_A2	0.00	1.83	1.83	10.70	47.50	GEO_5_A2	0.45	1.83	0.63	0.59	0.49
GEO_6_A2	0.00	1.83	1.83	10.70	47.50	GEO_6_A2	0.45	1.83	0.63	0.59	0.49
GEO_7_A2	0.00	1.83	1.83	10.70	47.50	GEO_7_A2	0.45	1.83	0.63	0.59	0.49
GEO_8_A2	0.00	1.83	1.83	10.70	47.50	GEO_8_A2	0.45	1.83	0.63	0.59	0.49

dove:

$$m_{Lx} = [2 + (L'_x / L'_y)] / [1 + (L'_x / L'_y)]$$

$$m_{Ly} = [2 + (L'_y / L'_x)] / [1 + (L'_y / L'_x)]$$

$$m_\theta = m_{Ly} \cos^2 \theta + m_{Lx} \sin^2 \theta$$

$$A' = L'_x L'_y$$

$$i_q = [1 - R / (N + A' c' \cot \varphi')]^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$i_\gamma = [1 - R / (N + A' c' \cot \varphi')]^{m+1}$$

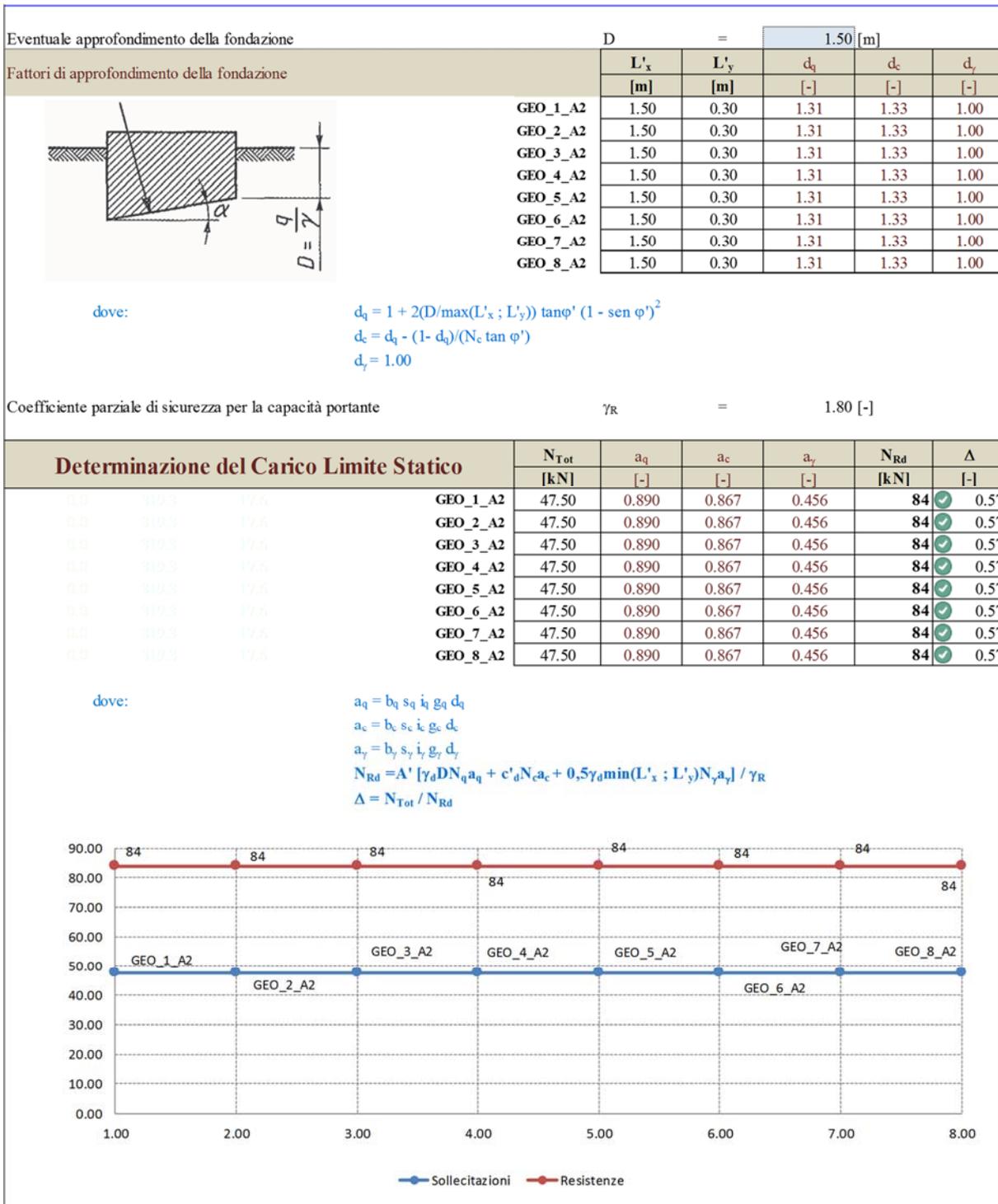
Eventuale inclinazione del piano di campagna	β	=	0.00 [°]	0.000
Fattori di inclinazione del piano di campagna	g_q	=	1.00 [-]	
	g_c	=	1.00 [-]	
	g_γ	=	1.00 [-]	

dove:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_\gamma = g_q$$



Determinazione della resistenza del plinto - Combinazioni STR							
APPROCCIO 1" COMB.1: A1 + M1 + R1 (STAT.+SISMA)		N_{Ed}	ass($V_{x,Ed}$)	ass($V_{y,Ed}$)	ass($M_{x,Ed}$)	ass($M_{y,Ed}$)	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	STR_1_A1	3.30	0.00	12.40	39.20	0.00	
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	STR_2_A1	3.30	0.00	12.40	39.20	0.00	
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	3.30	0.00	12.40	39.20	0.00	
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	3.30	0.00	12.40	39.20	0.00	
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	3.30	0.00	12.40	39.20	0.00	
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	3.30	0.00	12.40	39.20	0.00	
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	3.30	0.00	12.40	39.20	0.00	
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	3.30	0.00	12.40	39.20	0.00	
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto						1.30	[-]
Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A1)							
		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	e_x	e_y	
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	
Massima forza normale	STR_1_A1	61.80	46.64	0.00	0.000	0.755	
Minima forza normale	STR_2_A1	61.80	46.64	0.00	0.000	0.755	
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	61.80	46.64	0.00	0.000	0.755	
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	61.80	46.64	0.00	0.000	0.755	
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	61.80	46.64	0.00	0.000	0.755	
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	61.80	46.64	0.00	0.000	0.755	
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	61.80	46.64	0.00	0.000	0.755	
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	61.80	46.64	0.00	0.000	0.755	
dove:		$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$ $M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$ $M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$ $e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$ $e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$					
Dimensioni efficaci del plinto							
		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	L'_x	L'_y	
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	
Massima forza normale	STR_1_A1	61.80	46.64	0.00	✓ 1.500	✓ 0.491	
Minima forza normale	STR_2_A1	61.80	46.64	0.00	✓ 1.500	✓ 0.491	
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	61.80	46.64	0.00	✓ 1.500	✓ 0.491	
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	61.80	46.64	0.00	✓ 1.500	✓ 0.491	
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	61.80	46.64	0.00	✓ 1.500	✓ 0.491	
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	61.80	46.64	0.00	✓ 1.500	✓ 0.491	
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	61.80	46.64	0.00	✓ 1.500	✓ 0.491	
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	61.80	46.64	0.00	✓ 1.500	✓ 0.491	
dove:		$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$ $L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$					
Copriinfero inferiore	d'	=	40.00	[mm]			
Resistenza di calcolo delle armature del plinto	f_{yd}	=	391.30	[MPa]			
Progetto dell'armatura inferiore in direzione "X" (Modello a mensola flessibile)							
		$L_{mensola,x}$	Braccio x	σ_t	$M_{mensola}$	$A_{s,min}$	
		[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]	
Massima forza normale	STR_1_A1	0.675	0.338	84	19.13	0.97	
Minima forza normale	STR_2_A1	0.675	0.338	84	19.13	0.97	
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	0.675	0.338	84	19.13	0.97	
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	0.675	0.338	84	19.13	0.97	
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	0.675	0.338	84	19.13	0.97	
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	0.675	0.338	84	19.13	0.97	
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	0.675	0.338	84	19.13	0.97	
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	0.675	0.338	84	19.13	0.97	
Armatura minima necessaria in "X"						0.97	
dove:		$\sigma_t = N_{Tot} / (L'_x L'_y)$ $M_{mensola} = \sigma_t L_{mensola,x} \text{ Braccio } x$ $A_{s,min} = M_{mensola} / [0,9 (H_z - d') f_{yd}]$					

Progetto dell'armatura inferiore in direzione "Y" (Modello a mensola flessibile)

Massima forza normale
 Minima forza normale
 Massima forza di taglio in direzione x
 Massima forza di taglio in direzione y
 Massimo momento flettente attorno a x
 Minimo momento flettente attorno a x
 Massimo momento flettente attorno a y
 Minimo momento flettente attorno a y

STR_1_A1
 STR_2_A1
 STR_3_A1
 STR_4_A1
 STR_5_A1
 STR_6_A1
 STR_7_A1
 STR_8_A1

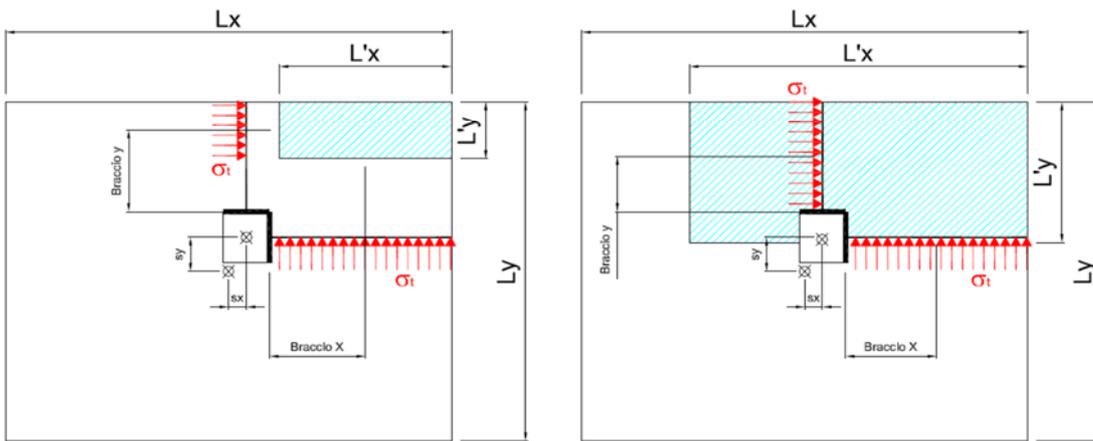
$L_{mensola,y}$	Braccio y	σ_t	$M_{mensola}$	$A_{s,y,min}$
[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
0.491	0.605	84	24.91	1.26
0.491	0.605	84	24.91	1.26
0.491	0.605	84	24.91	1.26
0.491	0.605	84	24.91	1.26
0.491	0.605	84	24.91	1.26
0.491	0.605	84	24.91	1.26
0.491	0.605	84	24.91	1.26
0.491	0.605	84	24.91	1.26
Armatura minima necessaria in "Y"				1.26

dove:

$$\sigma_t = N_{T\alpha} / (L_x L_y)$$

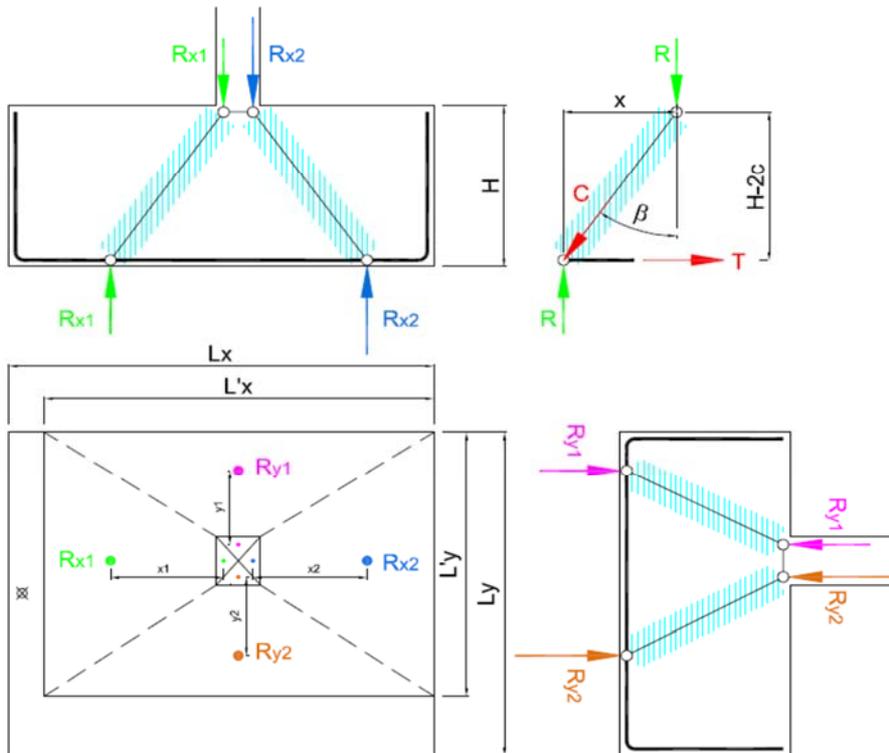
$$M_{mensola} = \sigma_t L_{mensola,y} \text{ Braccio } y$$

$$A_{s,min} = M_{mensola} / [0,9 (H_z - d') f_{yd}]$$



Progetto dell'armatura (Modello a tiranti e puntoni)

Il presente metodo si adotta unicamente se l'area ridotta consente la formazione di un tetraedro di bielle compresse, altrimenti le ipotesi di utilizzo decadono.



Determinazione della risultanti delle forze agenti nel baricentro di ciascuna delle quattro aree caricate

	σ_i	$A_{x,1}$	$A_{x,2}$	$A_{y,1}$	$A_{y,2}$	$R_{x,1}$	$R_{x,2}$	$R_{y,1}$	$R_{y,2}$
	[kPa]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
STR_1_A1	84	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_2_A1	84	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_3_A1	84	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_4_A1	84	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_5_A1	84	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_6_A1	84	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_7_A1	84	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_8_A1	84	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00

Determinazione dei bracci delle risultanti delle forze e degli angoli delle bielle compresse

	x_1	x_2	y_1	y_2	H - 2c	β_{x1}	β_{x2}	β_{y1}	β_{y2}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
STR_1_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_2_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_3_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_4_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_5_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_6_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_7_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_8_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0

Determinazione delle trazioni nell'armatura tesa e delle compressioni nelle bielle di cls

	$C_{x,1}$	$C_{x,2}$	$C_{y,1}$	$C_{y,2}$	$T_{x,1}$	$T_{x,2}$	$T_{y,1}$	$T_{y,2}$
	[kN]							
STR_1_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_2_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_3_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_4_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_5_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_6_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_7_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_8_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Massima compressione in direzione x $C_{x,max} = 0.00$ [kN]

Massima trazione in direzione x $T_{x,max} = 0.00$ [kN]

Massima compressione in direzione y $C_{y,max} = 0.00$ [kN]

Massima trazione in direzione y $T_{y,max} = 0.00$ [kN]

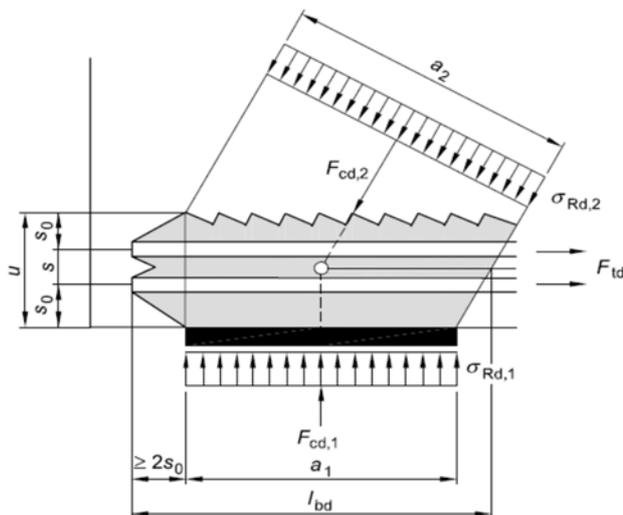
dove: $C = R / \cos \beta$
 $T = R \tan \beta$

Resistenza di calcolo delle armature del plinto	f_{yd}	=	391.30	[MPa]
Numero ferri adottati in direzione x	n_x	=	10.00	[-]
Diametro ferri adottati in direzione x	ϕ_x	=	16.00	[-]
Numero ferri adottati in direzione y	n_y	=	15.00	[-]
Diametro ferri adottati in direzione y	ϕ_y	=	12.00	[-]

Resistenza a trazione dell'armatura in direzione x $N_{t,Rd,x} = 786.76$ [kN] Tasso 0.00

Resistenza a trazione dell'armatura in direzione y $N_{t,Rd,y} = 663.82$ [kN] 0.00

dove: $N_{t,Rd} = A_s f_{yd}$
 $N_{t,Rd} = A_s f_{yd}$

Resistenza delle bielle compresse (NODO COMPRESSO - TESO CON ARMATURA DISPOSTA IN DUE DIREZIONI ORTOGONALI)

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	R_{ck}	=	30.00 [MPa]
Coefficiente di sicurezza da applicare alla resistenza di calcolo	γ_c	=	1.50 [-]
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck}	=	24.90 [MPa]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	=	16.60 [MPa]
Determinazione del coefficiente ν'	ν'	=	0.90 [-]
Massima resistenza a compressione per i nodi compressi - tesi	$\sigma_{Rd,max}$	=	11.21 [MPa]

dove:

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

$$\nu' = 1 - f_{ck} / 250$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0.75 \nu' f_{cd}$$

Area della biella compressa in direzione x	$A_{b,cx}$	=	67200 [mm ²]	Tasso
Verifica di resistenza della biella compressa in direzione x	$\sigma_{2x,max}$	=	0.00 [MPa]	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00

dove:

$$A_{b,cx} = 0.4 (H - c) b_y$$

$$\sigma_{2x,max} = C_{x,max} / A_{b,cx} \leq \sigma_{Rd,max}$$

Area della biella compressa in direzione y	$A_{b,cy}$	=	33600 [mm ²]	Tasso
Verifica di resistenza della biella compressa in direzione y	$\sigma_{2y,max}$	=	0.00 [MPa]	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00

dove:

$$A_{b,cy} = 0.4 (H - c) b_x$$

$$\sigma_{2y,max} = C_{y,max} / A_{b,cy} \leq \sigma_{Rd,max}$$

10.2.2 MONOPALI TIPO "B"

Determinazione della capacità portante del terreno - Combinazioni GEO						
Caratteristiche geometriche del plinto e del pilastro						
Dimensione del plinto in direzione x	L_x	=	1.50	[m]		
Dimensione del plinto in direzione y	L_y	=	2.50	[m]		
Altezza del plinto	H_z	=	0.60	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione x	b_x	=	0.15	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione y	b_y	=	0.30	[m]		
Eventuale eccentricità in x del pilastro rispetto alla fondazione	s_x	=	0.00	[m]	Positiva	
Eventuale eccentricità in y del pilastro rispetto alla fondazione	s_y	=	0.00	[m]	Positiva	
Volume del plinto	V_{plinto}	=	2.25	[m ³]		
Peso del plinto	W_{plinto}	=	56.25	[kN]		
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO						
Angolo di attrito interno	φ'_k	=	32.00	[°]	0.559	
Coesione efficace	c'_k	=	0.00	[kPa]	[rad]	
Peso dell'unità di volume	γ	=	19.00	[kN/m ³]		
"APPROCCIO 1" COMB.2: A2 + M2 + R2 (STATICO)						
		N_{Ed}	$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	$ M_{x,Ed} $	$ M_{y,Ed} $
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	GEO_1_A2	3.80	0.00	15.40	50.40	0.00
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	GEO_2_A2	3.80	0.00	15.40	50.40	0.00
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	3.80	0.00	15.40	50.40	0.00
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	3.80	0.00	15.40	50.40	0.00
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	3.80	0.00	15.40	50.40	0.00
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	3.80	0.00	15.40	50.40	0.00
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	3.80	0.00	15.40	50.40	0.00
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	3.80	0.00	15.40	50.40	0.00
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto						
1.00 [-]						

Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A2)

		N_{Tot} [kN]	$M_{x,Tot}$ [kNm]	$M_{y,Tot}$ [kNm]	e_x [m]	e_y [m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	60.05	59.64	0.00	0.00	0.99
Minima forza normale	GEO_2_A2	60.05	59.64	0.00	0.00	0.99
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	60.05	59.64	0.00	0.00	0.99
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	60.05	59.64	0.00	0.00	0.99
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	60.05	59.64	0.00	0.00	0.99
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	60.05	59.64	0.00	0.00	0.99
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	60.05	59.64	0.00	0.00	0.99
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	60.05	59.64	0.00	0.00	0.99

dove:

$$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$$

$$M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$$

$$M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$$

$$e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$$

$$e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$$

Dimensioni e efficaci del plinto

		N_{Tot} [kN]	$M_{x,Tot}$ [kNm]	$M_{y,Tot}$ [kNm]	L'_x [m]	L'_y [m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	60.05	59.64	0.00	✓ 1.50	✓ 0.51
Minima forza normale	GEO_2_A2	60.05	59.64	0.00	✓ 1.50	✓ 0.51
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	60.05	59.64	0.00	✓ 1.50	✓ 0.51
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	60.05	59.64	0.00	✓ 1.50	✓ 0.51
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	60.05	59.64	0.00	✓ 1.50	✓ 0.51
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	60.05	59.64	0.00	✓ 1.50	✓ 0.51
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	60.05	59.64	0.00	✓ 1.50	✓ 0.51
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	60.05	59.64	0.00	✓ 1.50	✓ 0.51

dove:

$$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$$

$$L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$$

Caratteristiche del terreno - Combinazioni GEO (M2)

Coefficiente parziale di sicurezza		$\gamma_{\phi'}$	=	1.25 [-]	
Tangente dell'angolo di attrito		$\tan \phi'_k$	=	0.500 [-]	[rad]
Angolo di attrito di calcolo	$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_{\phi'})$	ϕ'_d	=	26.56 [°]	0.464
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_c	=	1.25 [-]	
Coesione di calcolo	$c'_d = c'_k / \gamma_c$	c'_d	=	0.00 [kPa]	
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_γ	=	1.00 [-]	
Peso dell'unità di volume di calcolo	$\gamma_d = \gamma / \gamma_g$	γ_d	=	19.00 [kN/m ³]	

Determinazione della capacità portante della fondazione (R2)

	EN 1997 - 1 : 2003 Appendice D.4	
Fattori di capacità portante	N_q	= 12.59 [-]
	N_c	= 23.18 [-]
	N_γ	= 13.58 [-]

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan(45 + \phi'/2)^2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Eventuale inclinazione del piano di posa	α	=	0.00 [°]	0.000
Fattori di inclinazione del piano di posa	b_q	=	1.00 [-]	
	b_c	=	1.00 [-]	
	b_γ	=	1.00 [-]	

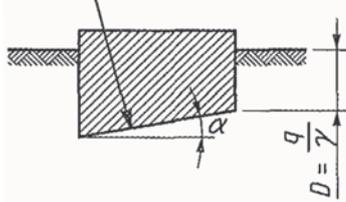
dove:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_\gamma = b_\gamma$$

Fattori di forma della fondazione		L'_x	L'_y	s_q	s_c	s_g					
		[m]	[m]	[-]	[-]	[-]					
	GEO_1_A2	1.50	0.51	1.15	1.17	0.90					
	GEO_2_A2	1.50	0.51	1.15	1.17	0.90					
	GEO_3_A2	1.50	0.51	1.15	1.17	0.90					
	GEO_4_A2	1.50	0.51	1.15	1.17	0.90					
	GEO_5_A2	1.50	0.51	1.15	1.17	0.90					
	GEO_6_A2	1.50	0.51	1.15	1.17	0.90					
	GEO_7_A2	1.50	0.51	1.15	1.17	0.90					
	GEO_8_A2	1.50	0.51	1.15	1.17	0.90					
dove:	$s_q = 1 + \min(L'_x ; L'_y) / \max(L'_x ; L'_y) \text{ sen } \phi'$ $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$ $s_g = 1 - 0,3 \min(L'_x ; L'_y) / \max(L'_x ; L'_y)$										
Fattori di inclinazione delle azioni di taglio		$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	R_{Ed}	θ						
		[kN]	[kN]	[kN]	[°]	[rad]					
	GEO_1_A2	0.00	15.40	15.40	0.00	0.00					
	GEO_2_A2	0.00	15.40	15.40	0.00	0.00					
	GEO_3_A2	0.00	15.40	15.40	0.00	0.00					
	GEO_4_A2	0.00	15.40	15.40	0.00	0.00					
	GEO_5_A2	0.00	15.40	15.40	0.00	0.00					
	GEO_6_A2	0.00	15.40	15.40	0.00	0.00					
	GEO_7_A2	0.00	15.40	15.40	0.00	0.00					
	GEO_8_A2	0.00	15.40	15.40	0.00	0.00					
dove:	$R_{Ed} = (V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2)^{0,5}$ $\theta = \arctan (V_{x,Ed} / V_{y,Ed})$ θ è l'angolo formato da R_{Ed} con l'asse Y										
m_{Lx}	m_{Ly}	m_θ	R_{Ed}	N_{Tot}	A'	m_q	i_q	i_c	i_γ		
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[m ²]	[-]	[-]	[-]	[-]		
GEO_1_A2	0.00	1.74	1.74	15.40	60.05	GEO_1_A2	0.77	1.74	0.60	0.56	0.44
GEO_2_A2	0.00	1.74	1.74	15.40	60.05	GEO_2_A2	0.77	1.74	0.60	0.56	0.44
GEO_3_A2	0.00	1.74	1.74	15.40	60.05	GEO_3_A2	0.77	1.74	0.60	0.56	0.44
GEO_4_A2	0.00	1.74	1.74	15.40	60.05	GEO_4_A2	0.77	1.74	0.60	0.56	0.44
GEO_5_A2	0.00	1.74	1.74	15.40	60.05	GEO_5_A2	0.77	1.74	0.60	0.56	0.44
GEO_6_A2	0.00	1.74	1.74	15.40	60.05	GEO_6_A2	0.77	1.74	0.60	0.56	0.44
GEO_7_A2	0.00	1.74	1.74	15.40	60.05	GEO_7_A2	0.77	1.74	0.60	0.56	0.44
GEO_8_A2	0.00	1.74	1.74	15.40	60.05	GEO_8_A2	0.77	1.74	0.60	0.56	0.44
dove:	$m_{Lx} = [2 + (L'_x / L'_y)] / [1 + (L'_x / L'_y)]$ $m_{Ly} = [2 + (L'_y / L'_x)] / [1 + (L'_y / L'_x)]$ $m_\theta = m_{Ly} \cos^2 \theta + m_{Lx} \sin^2 \theta$ $A' = L'_x L'_y$ $i_q = [1 - R/(N + A'c'cot\phi')]^m$ $i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \phi')$ $i_\gamma = [1 - R/(N + A'c'cot\phi')]^{m+1}$										
Eventuale inclinazione del piano di campagna		β	=	0.00	[°]	0.00					
Fattori di inclinazione del piano di campagna		g_q	=	1.00	[-]	g_c	=	1.00	[-]		
		g_γ	=	1.00	[-]						
dove:	$g_q = (1 - \tan \beta)^2$ $g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$ $g_\gamma = g_q$										

Eventuale approfondimento della fondazione		D	=	1.50 [m]		
Fattori di approfondimento della fondazione		L' _x	L' _y	d _q	d _c	d _γ
		[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
	GEO_1_A2	1.50	0.51	1.31	1.33	1.00
	GEO_2_A2	1.50	0.51	1.31	1.33	1.00
	GEO_3_A2	1.50	0.51	1.31	1.33	1.00
	GEO_4_A2	1.50	0.51	1.31	1.33	1.00
	GEO_5_A2	1.50	0.51	1.31	1.33	1.00
	GEO_6_A2	1.50	0.51	1.31	1.33	1.00
	GEO_7_A2	1.50	0.51	1.31	1.33	1.00
	GEO_8_A2	1.50	0.51	1.31	1.33	1.00

dove:

$$d_q = 1 + 2(D/\max(L'_x ; L'_y)) \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q)(N_c \tan\phi')$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Coefficiente parziale di sicurezza per la capacità portante $\gamma_R = 1.80 [-]$

Determinazione del Carico Limite Statico						
	N _{Tot}	a _q	a _c	a _γ	N _{Rd}	Δ
	[kN]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[-]
GEO_1_A2	60.05	0.898	0.872	0.398	149	0.40
GEO_2_A2	60.05	0.898	0.872	0.398	149	0.40
GEO_3_A2	60.05	0.898	0.872	0.398	149	0.40
GEO_4_A2	60.05	0.898	0.872	0.398	149	0.40
GEO_5_A2	60.05	0.898	0.872	0.398	149	0.40
GEO_6_A2	60.05	0.898	0.872	0.398	149	0.40
GEO_7_A2	60.05	0.898	0.872	0.398	149	0.40
GEO_8_A2	60.05	0.898	0.872	0.398	149	0.40

dove:

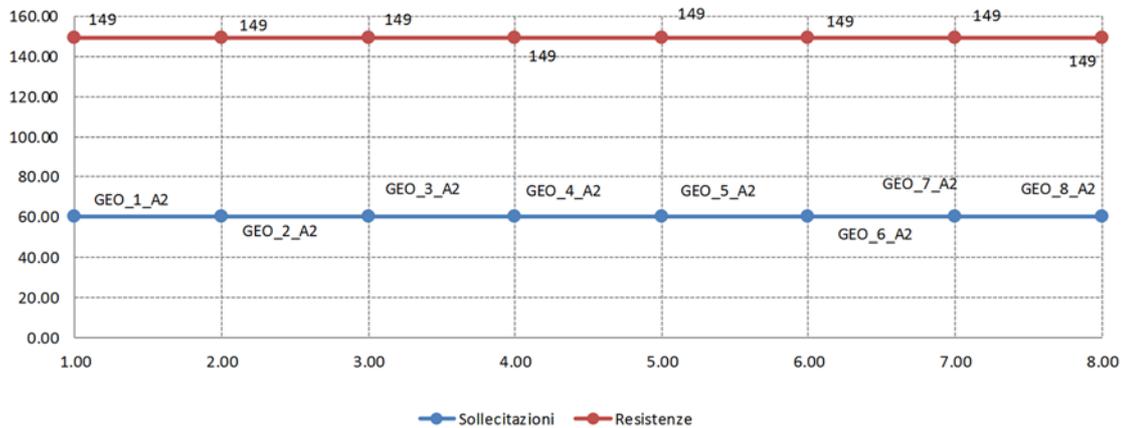
$$a_q = b_q s_q i_q g_q d_q$$

$$a_c = b_c s_c i_c g_c d_c$$

$$a_\gamma = b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma d_\gamma$$

$$N_{Rd} = A' [\gamma_d D N_q a_q + c'_d N_c a_c + 0,5 \gamma_d \min(L'_x ; L'_y) N_\gamma a_\gamma] / \gamma_R$$

$$\Delta = N_{Tot} / N_{Rd}$$



Determinazione della resistenza del plinto - Combinazioni STR							
APPROCCIO 1" COMB.1: A1 + M1 + R1 (STAT.+SISMA)		N _{Ed}	ass(V _{x,Ed})	ass(V _{y,Ed})	ass(M _{x,Ed})	ass(M _{y,Ed})	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	STR_1_A1	4.90	0.00	17.80	58.20	0.00	
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	STR_2_A1	4.90	0.00	17.80	58.20	0.00	
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	4.90	0.00	17.80	58.20	0.00	
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	4.90	0.00	17.80	58.20	0.00	
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	4.90	0.00	17.80	58.20	0.00	
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	4.90	0.00	17.80	58.20	0.00	
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	4.90	0.00	17.80	58.20	0.00	
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	4.90	0.00	17.80	58.20	0.00	
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto						1.30	[-]
Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A1)							
		N _{Tot}	M _{x,Tot}	M _{y,Tot}	e _x	e _y	
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	
Massima forza normale	STR_1_A1	78.03	68.88	0.00	0.000	0.883	
Minima forza normale	STR_2_A1	78.03	68.88	0.00	0.000	0.883	
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	78.03	68.88	0.00	0.000	0.883	
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	78.03	68.88	0.00	0.000	0.883	
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	78.03	68.88	0.00	0.000	0.883	
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	78.03	68.88	0.00	0.000	0.883	
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	78.03	68.88	0.00	0.000	0.883	
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	78.03	68.88	0.00	0.000	0.883	
dove:		$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$ $M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$ $M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$ $e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$ $e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$					
Dimensioni efficaci del plinto							
		N _{Tot}	M _{x,Tot}	M _{y,Tot}	L' _x	L' _y	
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	
Massima forza normale	STR_1_A1	78.03	68.88	0.00	✓ 1.500	✓ 0.734	
Minima forza normale	STR_2_A1	78.03	68.88	0.00	✓ 1.500	✓ 0.734	
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	78.03	68.88	0.00	✓ 1.500	✓ 0.734	
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	78.03	68.88	0.00	✓ 1.500	✓ 0.734	
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	78.03	68.88	0.00	✓ 1.500	✓ 0.734	
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	78.03	68.88	0.00	✓ 1.500	✓ 0.734	
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	78.03	68.88	0.00	✓ 1.500	✓ 0.734	
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	78.03	68.88	0.00	✓ 1.500	✓ 0.734	
dove:		$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$ $L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$					
Copriferro inferiore	d'	=	40.00	[mm]			
Resistenza di calcolo delle armature del plinto	f _{yd}	=	391.30	[MPa]			
Progetto dell'armatura inferiore in direzione "X" (Modello a mensola flessibile)							
		L _{mensola,x}	Braccio x	σ _t	M _{mensola}	A _{s,min}	
		[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]	
Massima forza normale	STR_1_A1	0.675	0.338	71	16.14	0.82	
Minima forza normale	STR_2_A1	0.675	0.338	71	16.14	0.82	
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	0.675	0.338	71	16.14	0.82	
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	0.675	0.338	71	16.14	0.82	
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	0.675	0.338	71	16.14	0.82	
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	0.675	0.338	71	16.14	0.82	
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	0.675	0.338	71	16.14	0.82	
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	0.675	0.338	71	16.14	0.82	
Armatatura minima necessaria in "X"						0.82	
dove:		$\sigma_t = N_{Tot} / (L'_x L'_y)$ $M_{mensola} = \sigma_t L_{mensola,x} \text{ Braccio } x$ $A_{s,min} = M_{mensola} / [0,9 (H_z - d') f_{yd}]$					

Progetto dell'armatura inferiore in direzione "Y" (Modello a mensola flessibile)

Massima forza normale
 Minima forza normale
 Massima forza di taglio in direzione x
 Massima forza di taglio in direzione y
 Massimo momento flettente attorno a x
 Minimo momento flettente attorno a x
 Massimo momento flettente attorno a y
 Minimo momento flettente attorno a y

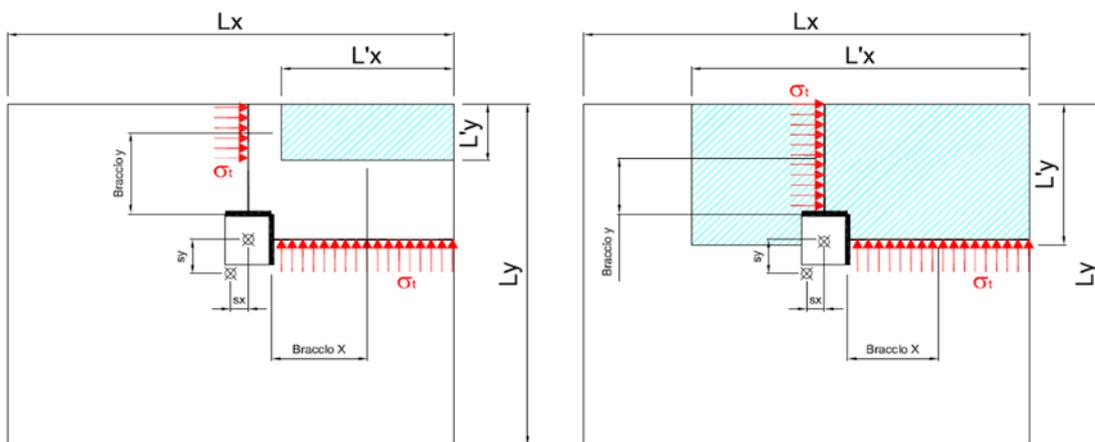
	$L_{mensola,y}$	Braccio y	σ_t	$M_{mensola}$	$A_{s,y,min}$
	[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
STR_1_A1	0.734	0.733	71	38.12	1.93
STR_2_A1	0.734	0.733	71	38.12	1.93
STR_3_A1	0.734	0.733	71	38.12	1.93
STR_4_A1	0.734	0.733	71	38.12	1.93
STR_5_A1	0.734	0.733	71	38.12	1.93
STR_6_A1	0.734	0.733	71	38.12	1.93
STR_7_A1	0.734	0.733	71	38.12	1.93
STR_8_A1	0.734	0.733	71	38.12	1.93
Armatura minima necessaria in "Y"					1.93

dove:

$$\sigma_t = N_{Tot} / (L_x L_y)$$

$$M_{mensola} = \sigma_t L_{mensola,y} \text{ Braccio } y$$

$$A_{s,min} = M_{mensola} / [0,9 (H_z - d') f_{yd}]$$



10.2.3 MONOPALI TIPO "C"

Determinazione della capacità portante del terreno - Combinazioni GEO						
Caratteristiche geometriche del plinto e del pilastro						
Dimensione del plinto in direzione x	L_x	=	1.50	[m]		
Dimensione del plinto in direzione y	L_y	=	3.00	[m]		
Altezza del plinto	H_z	=	0.80	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione x	b_x	=	0.15	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione y	b_y	=	0.30	[m]		
Eventuale eccentricità in x del pilastro rispetto alla fondazione	s_x	=	0.00	[m] <i>Positiva</i>		
Eventuale eccentricità in y del pilastro rispetto alla fondazione	s_y	=	0.00	[m] <i>Positiva</i>		
Volume del plinto	V_{plinto}	=	3.60	[m ³]		
Peso del plinto	W_{plinto}	=	90.00	[kN]		
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO						
Angolo di attrito interno	φ'_k	=	32.00	[°] 0.559		
Coesione efficace	c'_k	=	0.00	[kPa] [rad]		
Peso dell'unità di volume	γ	=	19.00	[kN/m ³]		
"APPROCCIO 1" COMB.2: A2 + M2 + R2 (STATICO)						
		N_{Ed}	$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	$ M_{x,Ed} $	$ M_{y,Ed} $
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	GEO_1_A2	5.10	0.00	21.40	78.60	0.00
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	GEO_2_A2	5.10	0.00	21.40	78.60	0.00
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	5.10	0.00	21.40	78.60	0.00
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	5.10	0.00	21.40	78.60	0.00
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	5.10	0.00	21.40	78.60	0.00
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	5.10	0.00	21.40	78.60	0.00
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	5.10	0.00	21.40	78.60	0.00
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	5.10	0.00	21.40	78.60	0.00
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto						1.00
						[-]

Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A2)

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	e_x	e_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	95.10	95.72	0.00	0.00	1.01
Minima forza normale	GEO_2_A2	95.10	95.72	0.00	0.00	1.01
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	95.10	95.72	0.00	0.00	1.01
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	95.10	95.72	0.00	0.00	1.01
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	95.10	95.72	0.00	0.00	1.01
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	95.10	95.72	0.00	0.00	1.01
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	95.10	95.72	0.00	0.00	1.01
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	95.10	95.72	0.00	0.00	1.01

dove:

$$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$$

$$M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$$

$$M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$$

$$e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$$

$$e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$$

Dimensioni e efficaci del plinto

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	L'_x	L'_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	95.10	95.72	0.00	✓ 1.50	✓ 0.99
Minima forza normale	GEO_2_A2	95.10	95.72	0.00	✓ 1.50	✓ 0.99
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	95.10	95.72	0.00	✓ 1.50	✓ 0.99
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	95.10	95.72	0.00	✓ 1.50	✓ 0.99
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	95.10	95.72	0.00	✓ 1.50	✓ 0.99
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	95.10	95.72	0.00	✓ 1.50	✓ 0.99
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	95.10	95.72	0.00	✓ 1.50	✓ 0.99
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	95.10	95.72	0.00	✓ 1.50	✓ 0.99

dove:

$$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$$

$$L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$$

Caratteristiche del terreno - Combinazioni GEO (M2)

Coefficiente parziale di sicurezza		$\gamma_{\phi'}$	=	1.25 [-]	
Tangente dell'angolo di attrito		$\tan \phi'_k$	=	0.500 [-]	[rad]
Angolo di attrito di calcolo	$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_{\phi'})$	ϕ'_d	=	26.56 [°]	0.464
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_c	=	1.25 [-]	
Coesione di calcolo	$c'_d = c'_k / \gamma_c$	c'_d	=	0.00 [kPa]	
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_γ	=	1.00 [-]	
Peso dell'unità di volume di calcolo	$\gamma_d = \gamma / \gamma_g$	γ_d	=	19.00 [kN/m ³]	

Determinazione della capacità portante della fondazione (R2)

	EN 1997 - 1 : 2003 Appendice D.4	
Fattori di capacità portante	N_q	= 12.59 [-]
	N_c	= 23.18 [-]
	N_γ	= 13.58 [-]

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan(45 + \phi'/2)^2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Eventuale inclinazione del piano di posa	α	=	0.00 [°]	0.000
Fattori di inclinazione del piano di posa	b_q	=	1.00 [-]	
	b_c	=	1.00 [-]	
	b_γ	=	1.00 [-]	

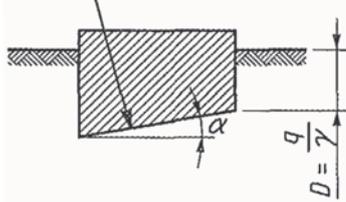
dove:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_\gamma = b_\gamma$$

Fattori di forma della fondazione		L'_x	L'_y	s_q	s_c	s_g					
		[m]	[m]	[-]	[-]	[-]					
	GEO_1_A2	1.50	0.99	1.29	1.32	0.80					
	GEO_2_A2	1.50	0.99	1.29	1.32	0.80					
	GEO_3_A2	1.50	0.99	1.29	1.32	0.80					
	GEO_4_A2	1.50	0.99	1.29	1.32	0.80					
	GEO_5_A2	1.50	0.99	1.29	1.32	0.80					
	GEO_6_A2	1.50	0.99	1.29	1.32	0.80					
	GEO_7_A2	1.50	0.99	1.29	1.32	0.80					
	GEO_8_A2	1.50	0.99	1.29	1.32	0.80					
dove:	$s_q = 1 + \min(L'_x ; L'_y) / \max(L'_x ; L'_y) \text{ sen } \phi'$ $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$ $s_g = 1 - 0,3 \min(L'_x ; L'_y) / \max(L'_x ; L'_y)$										
Fattori di inclinazione delle azioni di taglio		$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	R_{Ed}	θ						
		[kN]	[kN]	[kN]	[°]	[rad]					
	GEO_1_A2	0.00	21.40	21.40	0.00	0.00					
	GEO_2_A2	0.00	21.40	21.40	0.00	0.00					
	GEO_3_A2	0.00	21.40	21.40	0.00	0.00					
	GEO_4_A2	0.00	21.40	21.40	0.00	0.00					
	GEO_5_A2	0.00	21.40	21.40	0.00	0.00					
	GEO_6_A2	0.00	21.40	21.40	0.00	0.00					
	GEO_7_A2	0.00	21.40	21.40	0.00	0.00					
	GEO_8_A2	0.00	21.40	21.40	0.00	0.00					
dove:	$R_{Ed} = (V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2)^{0,5}$ $\theta = \arctan (V_{x,Ed} / V_{y,Ed})$ θ è l'angolo formato da R_{Ed} con l'asse Y										
m_{Lx}	m_{Ly}	m_θ	R_{Ed}	N_{Tot}	A'	m_q	i_q	i_c	i_γ		
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[m ²]	[-]	[-]	[-]	[-]		
GEO_1_A2	0.00	1.60	1.60	21.40	95.10	GEO_1_A2	1.48	1.60	0.66	0.64	0.51
GEO_2_A2	0.00	1.60	1.60	21.40	95.10	GEO_2_A2	1.48	1.60	0.66	0.64	0.51
GEO_3_A2	0.00	1.60	1.60	21.40	95.10	GEO_3_A2	1.48	1.60	0.66	0.64	0.51
GEO_4_A2	0.00	1.60	1.60	21.40	95.10	GEO_4_A2	1.48	1.60	0.66	0.64	0.51
GEO_5_A2	0.00	1.60	1.60	21.40	95.10	GEO_5_A2	1.48	1.60	0.66	0.64	0.51
GEO_6_A2	0.00	1.60	1.60	21.40	95.10	GEO_6_A2	1.48	1.60	0.66	0.64	0.51
GEO_7_A2	0.00	1.60	1.60	21.40	95.10	GEO_7_A2	1.48	1.60	0.66	0.64	0.51
GEO_8_A2	0.00	1.60	1.60	21.40	95.10	GEO_8_A2	1.48	1.60	0.66	0.64	0.51
dove:	$m_{Lx} = [2 + (L'_x / L'_y)] / [1 + (L'_x / L'_y)]$ $m_{Ly} = [2 + (L'_y / L'_x)] / [1 + (L'_y / L'_x)]$ $m_\theta = m_{Ly} \cos^2 \theta + m_{Lx} \sin^2 \theta$ $A' = L'_x L'_y$ $i_q = [1 - R/(N + A'c'cot\phi')]^m$ $i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \phi')$ $i_\gamma = [1 - R/(N + A'c'cot\phi')]^{m+1}$										
Eventuale inclinazione del piano di campagna		β	=	0.00	[°]	0.00					
Fattori di inclinazione del piano di campagna		g_q	=	1.00	[-]	g_c	=	1.00	[-]		
		g_γ	=	1.00	[-]						
dove:	$g_q = (1 - \tan \beta)^2$ $g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$ $g_\gamma = g_q$										

Eventuale approfondimento della fondazione		D	=	1.50 [m]		
Fattori di approfondimento della fondazione		L' _x	L' _y	d _q	d _c	d _γ
		[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
	GEO_1_A2	1.50	0.99	1.31	1.33	1.00
	GEO_2_A2	1.50	0.99	1.31	1.33	1.00
	GEO_3_A2	1.50	0.99	1.31	1.33	1.00
	GEO_4_A2	1.50	0.99	1.31	1.33	1.00
	GEO_5_A2	1.50	0.99	1.31	1.33	1.00
	GEO_6_A2	1.50	0.99	1.31	1.33	1.00
	GEO_7_A2	1.50	0.99	1.31	1.33	1.00
	GEO_8_A2	1.50	0.99	1.31	1.33	1.00

dove:

$$d_q = 1 + 2(D/\max(L'_x ; L'_y)) \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q)(N_c \tan\phi')$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Coefficiente parziale di sicurezza per la capacità portante $\gamma_R = 1.80 [-]$

Determinazione del Carico Limite Statico			N _{Tot}	a _q	a _c	a _γ	N _{Rd}	Δ	
			[kN]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[-]	
0.0	432.8	32.6	GEO_1_A2	95.10	1.123	1.117	0.413	375	0.25
0.0	432.8	32.6	GEO_2_A2	95.10	1.123	1.117	0.413	375	0.25
0.0	432.8	32.6	GEO_3_A2	95.10	1.123	1.117	0.413	375	0.25
0.0	432.8	32.6	GEO_4_A2	95.10	1.123	1.117	0.413	375	0.25
0.0	432.8	32.6	GEO_5_A2	95.10	1.123	1.117	0.413	375	0.25
0.0	432.8	32.6	GEO_6_A2	95.10	1.123	1.117	0.413	375	0.25
0.0	432.8	32.6	GEO_7_A2	95.10	1.123	1.117	0.413	375	0.25
0.0	432.8	32.6	GEO_8_A2	95.10	1.123	1.117	0.413	375	0.25

dove:

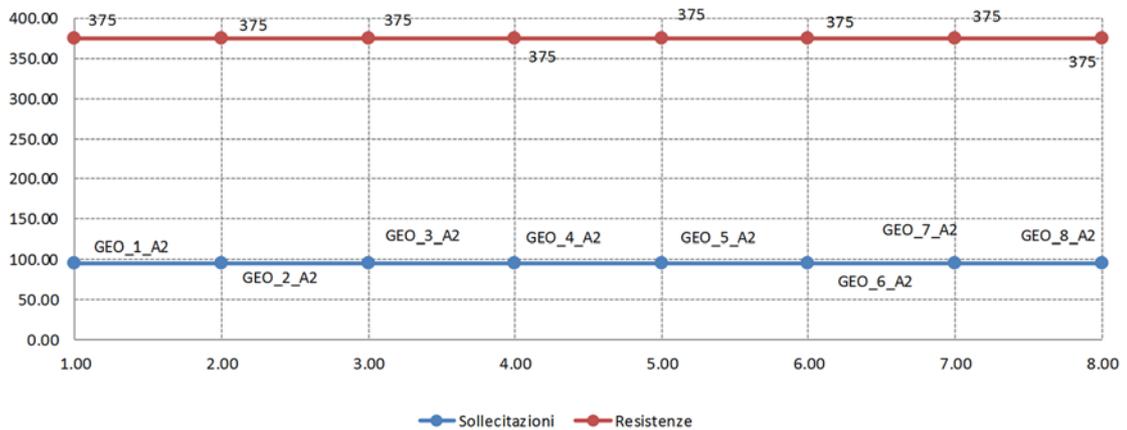
$$a_q = b_q s_q i_q g_q d_q$$

$$a_c = b_c s_c i_c g_c d_c$$

$$a_\gamma = b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma d_\gamma$$

$$N_{Rd} = A' [\gamma_d D N_q a_q + c'_d N_c a_c + 0,5 \gamma_d \min(L'_x ; L'_y) N_\gamma a_\gamma] / \gamma_R$$

$$\Delta = N_{Tot} / N_{Rd}$$



Determinazione della resistenza del plinto - Combinazioni STR						
APPROCCIO 1" COMB.1: A1 + M1 + R1 (STAT.+SISMA)		N_{Ed}	$ass(V_{x,Ed})$	$ass(V_{y,Ed})$	$ass(M_{x,Ed})$	$ass(M_{y,Ed})$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	STR_1_A1	6.60	0.00	24.70	90.70	0.00
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	STR_2_A1	6.60	0.00	24.70	90.70	0.00
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	6.60	0.00	24.70	90.70	0.00
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	6.60	0.00	24.70	90.70	0.00
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	6.60	0.00	24.70	90.70	0.00
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	6.60	0.00	24.70	90.70	0.00
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	6.60	0.00	24.70	90.70	0.00
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	6.60	0.00	24.70	90.70	0.00
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto						1.30 [-]
Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A1)						
		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	e_x	e_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	STR_1_A1	123.60	110.46	0.00	0.000	0.894
Minima forza normale	STR_2_A1	123.60	110.46	0.00	0.000	0.894
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	123.60	110.46	0.00	0.000	0.894
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	123.60	110.46	0.00	0.000	0.894
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	123.60	110.46	0.00	0.000	0.894
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	123.60	110.46	0.00	0.000	0.894
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	123.60	110.46	0.00	0.000	0.894
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	123.60	110.46	0.00	0.000	0.894
dove:		$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$ $M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$ $M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$ $e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$ $e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$				
Dimensioni efficaci del plinto						
		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	L'_x	L'_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	STR_1_A1	123.60	110.46	0.00	✓ 1.500	✓ 1.213
Minima forza normale	STR_2_A1	123.60	110.46	0.00	✓ 1.500	✓ 1.213
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	123.60	110.46	0.00	✓ 1.500	✓ 1.213
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	123.60	110.46	0.00	✓ 1.500	✓ 1.213
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	123.60	110.46	0.00	✓ 1.500	✓ 1.213
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	123.60	110.46	0.00	✓ 1.500	✓ 1.213
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	123.60	110.46	0.00	✓ 1.500	✓ 1.213
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	123.60	110.46	0.00	✓ 1.500	✓ 1.213
dove:		$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$ $L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$				
Copriferro inferiore	d'	=	40.00 [mm]			
Resistenza di calcolo delle armature del plinto	f_{yd}	=	391.30 [MPa]			
Progetto dell'armatura inferiore in direzione "X" (Modello a mensola flessibile)						
		$L_{mensola,x}$	Braccio x	σ_t	M mensola	$A_{sx,min}$
		[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
Massima forza normale	STR_1_A1	0.675	0.338	68	15.48	0.58
Minima forza normale	STR_2_A1	0.675	0.338	68	15.48	0.58
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	0.675	0.338	68	15.48	0.58
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	0.675	0.338	68	15.48	0.58
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	0.675	0.338	68	15.48	0.58
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	0.675	0.338	68	15.48	0.58
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	0.675	0.338	68	15.48	0.58
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	0.675	0.338	68	15.48	0.58
Armatura minima necessaria in "X"						0.58
dove:		$\sigma_t = N_{Tot} / (L'_x L'_y)$ $M_{mensola} = \sigma_t L_{mensola,x} \text{ Braccio } x$ $A_{s,min} = M_{mensola} / [0,9 (H_z - d') f_{yd}]$				

Progetto dell'armatura inferiore in direzione "Y" (Modello a mensola flessibile)

Massima forza normale
 Minima forza normale
 Massima forza di taglio in direzione x
 Massima forza di taglio in direzione y
 Massimo momento flettente attorno a x
 Minimo momento flettente attorno a x
 Massimo momento flettente attorno a y
 Minimo momento flettente attorno a y

STR_1_A1
 STR_2_A1
 STR_3_A1
 STR_4_A1
 STR_5_A1
 STR_6_A1
 STR_7_A1
 STR_8_A1

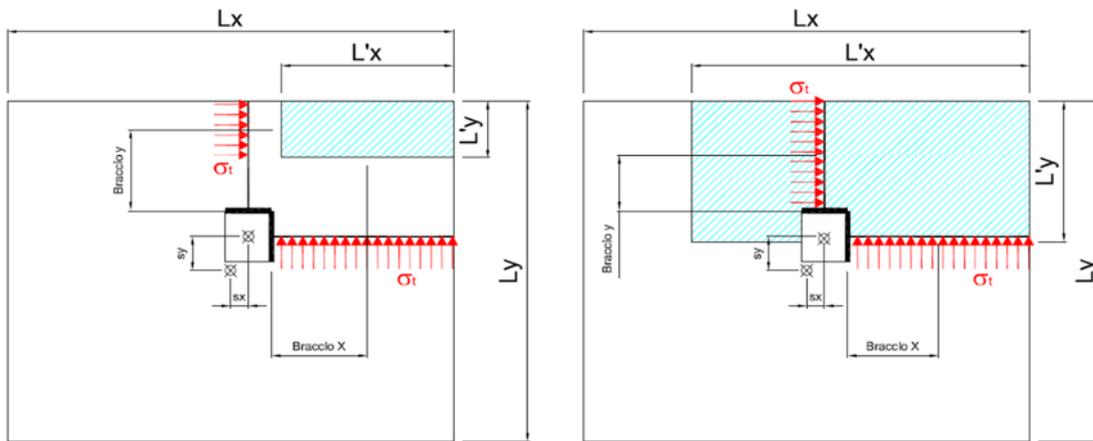
$L_{\text{mensola,y}}$	Braccio y	σ_t	M_{mensola}	$A_{s,y,\text{min}}$
[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
1.213	0.744	68	61.28	2.29
1.213	0.744	68	61.28	2.29
1.213	0.744	68	61.28	2.29
1.213	0.744	68	61.28	2.29
1.213	0.744	68	61.28	2.29
1.213	0.744	68	61.28	2.29
1.213	0.744	68	61.28	2.29
1.213	0.744	68	61.28	2.29
Armatura minima necessaria in "Y"				2.29

dove:

$$\sigma_t = N_{\text{Tot}} / (L_x L_y)$$

$$M_{\text{mensola}} = \sigma_t L_{\text{mensola,y}} \text{ Braccio y}$$

$$A_{s,\text{min}} = M_{\text{mensola}} / [0,9 (H_z - d') f_{yd}]$$



10.2.4 MONOPALI TIPO "D"

Determinazione della capacità portante del terreno - Combinazioni GEO						
Caratteristiche geometriche del plinto e del pilastro						
Dimensione del plinto in direzione x	L_x	=	1.50	[m]		
Dimensione del plinto in direzione y	L_y	=	3.50	[m]		
Altezza del plinto	H_z	=	0.80	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione x	b_x	=	0.25	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione y	b_y	=	0.50	[m]		
Eventuale eccentricità in x del pilastro rispetto alla fondazione	s_x	=	0.00	[m] <i>Positiva</i>		
Eventuale eccentricità in y del pilastro rispetto alla fondazione	s_y	=	0.00	[m] <i>Positiva</i>		
Volume del plinto	V_{plinto}	=	4.20	[m ³]		
Peso del plinto	W_{plinto}	=	105.00	[kN]		
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO						
Angolo di attrito interno	φ'_k	=	32.00	[°] 0.559		
Coesione efficace	c'_k	=	0.00	[kPa] [rad]		
Peso dell'unità di volume	γ	=	19.00	[kN/m ³]		
"APPROCCIO 1" COMB.2: A2 + M2 + R2 (STATICO)						
	N_{Ed}	$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	$ M_{x,Ed} $	$ M_{y,Ed} $	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	GEO_1_A2	8.00	0.00	28.90	120.70	0.00
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	GEO_2_A2	8.00	0.00	28.90	120.70	0.00
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	8.00	0.00	28.90	120.70	0.00
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	8.00	0.00	28.90	120.70	0.00
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	8.00	0.00	28.90	120.70	0.00
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	8.00	0.00	28.90	120.70	0.00
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	8.00	0.00	28.90	120.70	0.00
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	8.00	0.00	28.90	120.70	0.00
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto			1.00		[-]	

Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A2)

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	e_x	e_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	113.00	143.82	0.00	0.00	1.27
Minima forza normale	GEO_2_A2	113.00	143.82	0.00	0.00	1.27
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	113.00	143.82	0.00	0.00	1.27
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	113.00	143.82	0.00	0.00	1.27
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	113.00	143.82	0.00	0.00	1.27
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	113.00	143.82	0.00	0.00	1.27
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	113.00	143.82	0.00	0.00	1.27
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	113.00	143.82	0.00	0.00	1.27

dove:

$$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$$

$$M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$$

$$M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$$

$$e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$$

$$e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$$

Dimensioni e efficaci del plinto

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	L'_x	L'_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	113.00	143.82	0.00	✓ 1.50	✓ 0.95
Minima forza normale	GEO_2_A2	113.00	143.82	0.00	✓ 1.50	✓ 0.95
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	113.00	143.82	0.00	✓ 1.50	✓ 0.95
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	113.00	143.82	0.00	✓ 1.50	✓ 0.95
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	113.00	143.82	0.00	✓ 1.50	✓ 0.95
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	113.00	143.82	0.00	✓ 1.50	✓ 0.95
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	113.00	143.82	0.00	✓ 1.50	✓ 0.95
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	113.00	143.82	0.00	✓ 1.50	✓ 0.95

dove:

$$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$$

$$L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$$

Caratteristiche del terreno - Combinazioni GEO (M2)

Coefficiente parziale di sicurezza		$\gamma_{\phi'}$	=	1.25 [-]	
Tangente dell'angolo di attrito		$\tan \phi'_k$	=	0.500 [-]	[rad]
Angolo di attrito di calcolo	$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_{\phi'})$	ϕ'_d	=	26.56 [°]	0.464
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_c	=	1.25 [-]	
Coesione di calcolo	$c'_d = c'_k / \gamma_c$	c'_d	=	0.00 [kPa]	
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_γ	=	1.00 [-]	
Peso dell'unità di volume di calcolo	$\gamma_d = \gamma / \gamma_g$	γ_d	=	19.00 [kN/m ³]	

Determinazione della capacità portante della fondazione (R2)

	EN 1997 - 1 : 2003 Appendice D.4	
Fattori di capacità portante	N_q	= 12.59 [-]
	N_c	= 23.18 [-]
	N_γ	= 13.58 [-]

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan(45 + \phi'/2)^2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Eventuale inclinazione del piano di posa	α	=	0.00 [°]	0.000
Fattori di inclinazione del piano di posa	b_q	=	1.00 [-]	
	b_c	=	1.00 [-]	
	b_γ	=	1.00 [-]	

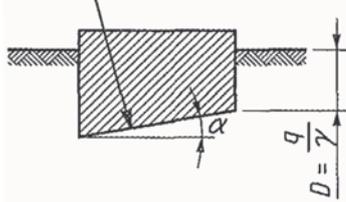
dove:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \phi')$$

$$b_\gamma = b_\gamma$$

Fattori di forma della fondazione		L'_x	L'_y	s_q	s_c	s_g					
		[m]	[m]	[-]	[-]	[-]					
	GEO_1_A2	1.50	0.95	1.28	1.31	0.81					
	GEO_2_A2	1.50	0.95	1.28	1.31	0.81					
	GEO_3_A2	1.50	0.95	1.28	1.31	0.81					
	GEO_4_A2	1.50	0.95	1.28	1.31	0.81					
	GEO_5_A2	1.50	0.95	1.28	1.31	0.81					
	GEO_6_A2	1.50	0.95	1.28	1.31	0.81					
	GEO_7_A2	1.50	0.95	1.28	1.31	0.81					
	GEO_8_A2	1.50	0.95	1.28	1.31	0.81					
dove:	$s_q = 1 + \min(L'_x ; L'_y) / \max(L'_x ; L'_y) \text{ sen } \phi'$ $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$ $s_g = 1 - 0,3 \min(L'_x ; L'_y) / \max(L'_x ; L'_y)$										
Fattori di inclinazione delle azioni di taglio		$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	R_{Ed}	θ						
		[kN]	[kN]	[kN]	[°]	[rad]					
	GEO_1_A2	0.00	28.90	28.90	0.00	0.00					
	GEO_2_A2	0.00	28.90	28.90	0.00	0.00					
	GEO_3_A2	0.00	28.90	28.90	0.00	0.00					
	GEO_4_A2	0.00	28.90	28.90	0.00	0.00					
	GEO_5_A2	0.00	28.90	28.90	0.00	0.00					
	GEO_6_A2	0.00	28.90	28.90	0.00	0.00					
	GEO_7_A2	0.00	28.90	28.90	0.00	0.00					
	GEO_8_A2	0.00	28.90	28.90	0.00	0.00					
dove:	$R_{Ed} = (V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2)^{0,5}$ $\theta = \arctan (V_{x,Ed} / V_{y,Ed})$ θ è l'angolo formato da R_{Ed} con l'asse Y										
m_{Lx}	m_{Ly}	m_θ	R_{Ed}	N_{Tot}	A'	m_q	i_q	i_c	i_γ		
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[m ²]	[-]	[-]	[-]	[-]		
GEO_1_A2	0.00	1.61	1.61	28.90	113.00	GEO_1_A2	1.43	1.61	0.62	0.59	0.46
GEO_2_A2	0.00	1.61	1.61	28.90	113.00	GEO_2_A2	1.43	1.61	0.62	0.59	0.46
GEO_3_A2	0.00	1.61	1.61	28.90	113.00	GEO_3_A2	1.43	1.61	0.62	0.59	0.46
GEO_4_A2	0.00	1.61	1.61	28.90	113.00	GEO_4_A2	1.43	1.61	0.62	0.59	0.46
GEO_5_A2	0.00	1.61	1.61	28.90	113.00	GEO_5_A2	1.43	1.61	0.62	0.59	0.46
GEO_6_A2	0.00	1.61	1.61	28.90	113.00	GEO_6_A2	1.43	1.61	0.62	0.59	0.46
GEO_7_A2	0.00	1.61	1.61	28.90	113.00	GEO_7_A2	1.43	1.61	0.62	0.59	0.46
GEO_8_A2	0.00	1.61	1.61	28.90	113.00	GEO_8_A2	1.43	1.61	0.62	0.59	0.46
dove:	$m_{Lx} = [2 + (L'_x / L'_y)] / [1 + (L'_x / L'_y)]$ $m_{Ly} = [2 + (L'_y / L'_x)] / [1 + (L'_y / L'_x)]$ $m_\theta = m_{Ly} \cos^2 \theta + m_{Lx} \text{ sen}^2 \theta$ $A' = L'_x L'_y$ $i_q = [1 - R/(N + A'c'cot\phi')]^m$ $i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \phi')$ $i_\gamma = [1 - R/(N + A'c'cot\phi')]^{m+1}$										
Eventuale inclinazione del piano di campagna		β	=	0.00	[°]	0.00					
Fattori di inclinazione del piano di campagna		g_q	=	1.00	[-]	g_c	=	1.00	[-]		
		g_γ	=	1.00	[-]						
dove:	$g_q = (1 - \tan \beta)^2$ $g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$ $g_\gamma = g_q$										

Eventuale approfondimento della fondazione		D	=	1.50 [m]		
Fattori di approfondimento della fondazione		L' _x	L' _y	d _q	d _c	d _γ
		[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
	GEO_1_A2	1.50	0.95	1.31	1.33	1.00
	GEO_2_A2	1.50	0.95	1.31	1.33	1.00
	GEO_3_A2	1.50	0.95	1.31	1.33	1.00
	GEO_4_A2	1.50	0.95	1.31	1.33	1.00
	GEO_5_A2	1.50	0.95	1.31	1.33	1.00
	GEO_6_A2	1.50	0.95	1.31	1.33	1.00
	GEO_7_A2	1.50	0.95	1.31	1.33	1.00
	GEO_8_A2	1.50	0.95	1.31	1.33	1.00

dove:

$$d_q = 1 + 2(D/\max(L'_x ; L'_y)) \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q)(N_c \tan\phi')$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Coefficiente parziale di sicurezza per la capacità portante $\gamma_R = 1.80 [-]$

Determinazione del Carico Limite Statico						
	N _{Tot}	a _q	a _c	a _γ	N _{Rd}	Δ
	[kN]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[-]
GEO_1_A2	113.00	1.042	1.026	0.374	334	0.34
GEO_2_A2	113.00	1.042	1.026	0.374	334	0.34
GEO_3_A2	113.00	1.042	1.026	0.374	334	0.34
GEO_4_A2	113.00	1.042	1.026	0.374	334	0.34
GEO_5_A2	113.00	1.042	1.026	0.374	334	0.34
GEO_6_A2	113.00	1.042	1.026	0.374	334	0.34
GEO_7_A2	113.00	1.042	1.026	0.374	334	0.34
GEO_8_A2	113.00	1.042	1.026	0.374	334	0.34

dove:

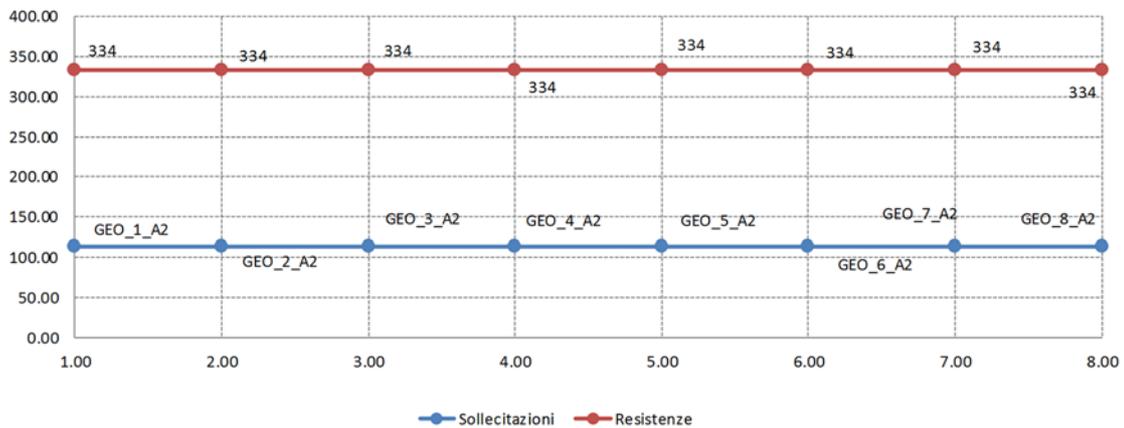
$$a_q = b_q s_q i_q g_q d_q$$

$$a_c = b_c s_c i_c g_c d_c$$

$$a_\gamma = b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma d_\gamma$$

$$N_{Rd} = A' [\gamma_d D N_q a_q + c'_d N_c a_c + 0,5 \gamma_d \min(L'_x ; L'_y) N_\gamma a_\gamma] / \gamma_R$$

$$\Delta = N_{Tot} / N_{Rd}$$



Determinazione della resistenza del plinto - Combinazioni STR						
APPROCCIO 1" COMB.1: A1 + M1 + R1 (STAT.+SISMA)		N _{Ed} [kN]	ass(V _{x,Ed}) [kN]	ass(V _{y,Ed}) [kN]	ass(M _{x,Ed}) [kNm]	ass(M _{y,Ed}) [kNm]
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	STR_1_A1	10.40	0.00	33.40	139.30	0.00
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	STR_2_A1	10.40	0.00	33.40	139.30	0.00
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	10.40	0.00	33.40	139.30	0.00
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	10.40	0.00	33.40	139.30	0.00
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	10.40	0.00	33.40	139.30	0.00
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	10.40	0.00	33.40	139.30	0.00
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	10.40	0.00	33.40	139.30	0.00
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	10.40	0.00	33.40	139.30	0.00
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto						1.30 [-]
Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A1)						
		N _{Tot} [kN]	M _{x,Tot} [kNm]	M _{y,Tot} [kNm]	e _x [m]	e _y [m]
Massima forza normale	STR_1_A1	146.90	166.02	0.00	0.000	1.130
Minima forza normale	STR_2_A1	146.90	166.02	0.00	0.000	1.130
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	146.90	166.02	0.00	0.000	1.130
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	146.90	166.02	0.00	0.000	1.130
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	146.90	166.02	0.00	0.000	1.130
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	146.90	166.02	0.00	0.000	1.130
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	146.90	166.02	0.00	0.000	1.130
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	146.90	166.02	0.00	0.000	1.130
dove:		$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$ $M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$ $M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$ $e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$ $e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$				
Dimensioni efficaci del plinto						
		N _{Tot} [kN]	M _{x,Tot} [kNm]	M _{y,Tot} [kNm]	L' _x [m]	L' _y [m]
Massima forza normale	STR_1_A1	146.90	166.02	0.00	✓ 1.500	✓ 1.240
Minima forza normale	STR_2_A1	146.90	166.02	0.00	✓ 1.500	✓ 1.240
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	146.90	166.02	0.00	✓ 1.500	✓ 1.240
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	146.90	166.02	0.00	✓ 1.500	✓ 1.240
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	146.90	166.02	0.00	✓ 1.500	✓ 1.240
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	146.90	166.02	0.00	✓ 1.500	✓ 1.240
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	146.90	166.02	0.00	✓ 1.500	✓ 1.240
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	146.90	166.02	0.00	✓ 1.500	✓ 1.240
dove:		$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$ $L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$				
Copriferro inferiore	d'	=	40.00	[mm]		
Resistenza di calcolo delle armature del plinto	f _{yd}	=	391.30	[MPa]		
Progetto dell'armatura inferiore in direzione "X" (Modello a mensola flessibile)						
		L _{mensola,x} [m]	Braccio x [m]	σ _t [kPa]	M _{mensola} [kNm/m]	A _{s,min} [cm ² /m]
Massima forza normale	STR_1_A1	0.625	0.313	79	15.43	0.58
Minima forza normale	STR_2_A1	0.625	0.313	79	15.43	0.58
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	0.625	0.313	79	15.43	0.58
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	0.625	0.313	79	15.43	0.58
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	0.625	0.313	79	15.43	0.58
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	0.625	0.313	79	15.43	0.58
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	0.625	0.313	79	15.43	0.58
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	0.625	0.313	79	15.43	0.58
Armatura minima necessaria in "X"						0.58
dove:		$\sigma_t = N_{Tot} / (L'_x L'_y)$ $M_{mensola} = \sigma_t L_{mensola,x} \text{ Braccio } x$ $A_{s,min} = M_{mensola} / [0,9 (H_z - d') f_{yd}]$				

Progetto dell'armatura inferiore in direzione "Y" (Modello a mensola flessibile)

Massima forza normale
 Minima forza normale
 Massima forza di taglio in direzione x
 Massima forza di taglio in direzione y
 Massimo momento flettente attorno a x
 Minimo momento flettente attorno a x
 Massimo momento flettente attorno a y
 Minimo momento flettente attorno a y

STR_1_A1
 STR_2_A1
 STR_3_A1
 STR_4_A1
 STR_5_A1
 STR_6_A1
 STR_7_A1
 STR_8_A1

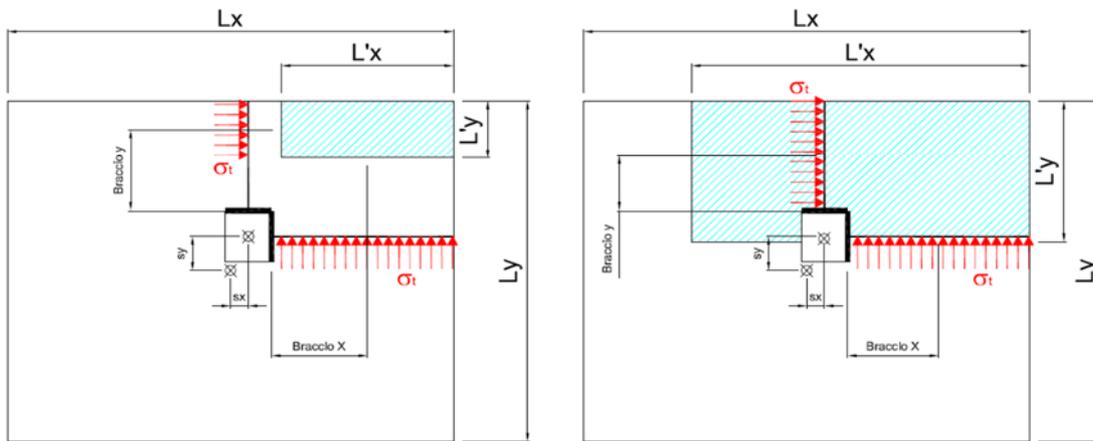
$L_{mensola,y}$	Braccio y	σ_t	$M_{mensola}$	$A_{s,y,min}$
[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
1.240	0.880	79	86.20	3.22
1.240	0.880	79	86.20	3.22
1.240	0.880	79	86.20	3.22
1.240	0.880	79	86.20	3.22
1.240	0.880	79	86.20	3.22
1.240	0.880	79	86.20	3.22
1.240	0.880	79	86.20	3.22
1.240	0.880	79	86.20	3.22
Armatura minima necessaria in "Y"				3.22

dove:

$$\sigma_t = N_{Tot} / (L_x L_y)$$

$$M_{mensola} = \sigma_t L_{mensola,y} \text{ Braccio } y$$

$$A_{s,min} = M_{mensola} / [0,9 (H_z - d') f_{yd}]$$



10.2.5 BANDIERA TIPO "B"

Determinazione della capacità portante del terreno - Combinazioni GEO						
Caratteristiche geometriche del plinto e del pilastro						
Dimensione del plinto in direzione x	L_x	=	2.00	[m]		
Dimensione del plinto in direzione y	L_y	=	3.00	[m]		
Altezza del plinto	H_z	=	1.20	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione x	b_x	=	0.30	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione y	b_y	=	0.90	[m]		
Eventuale eccentricità in x del pilastro rispetto alla fondazione	s_x	=	0.50	[m]	Positiva	
Eventuale eccentricità in y del pilastro rispetto alla fondazione	s_y	=	0.00	[m]	Positiva	
Volume del plinto	V_{plinto}	=	7.20	[m ³]		
Peso del plinto	W_{plinto}	=	180.00	[kN]		
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO						
Angolo di attrito interno	φ'_k	=	32.00	[°]	0.559	
Coazione efficace	c'_k	=	0.00	[kPa]	[rad]	
Peso dell'unità di volume	γ	=	19.00	[kN/m ³]		
"APPROCCIO 1" COMB.2: A2 + M2 + R2 (STATICO)						
		N_{Ed}	$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	$ M_{x,Ed} $	$ M_{y,Ed} $
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Massima forza normale (positiva se di compressione)	GEO_1_A2	23.96	0.00	25.30	153.00	57.90
Minima forza normale (negativa se di trazione)	GEO_2_A2	23.96	0.00	25.30	153.00	57.90
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	23.96	0.00	25.30	153.00	57.90
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	23.96	0.00	25.30	153.00	57.90
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	23.96	0.00	25.30	153.00	57.90
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	23.96	0.00	25.30	153.00	57.90
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	23.96	0.00	25.30	153.00	57.90
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	23.96	0.00	25.30	153.00	57.90
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto						
1.00 [-]						

Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A2)

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	e_x	e_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	203.96	183.36	69.88	0.34	0.90
Minima forza normale	GEO_2_A2	203.96	183.36	69.88	0.34	0.90
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	203.96	183.36	69.88	0.34	0.90
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	203.96	183.36	69.88	0.34	0.90
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	203.96	183.36	69.88	0.34	0.90
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	203.96	183.36	69.88	0.34	0.90
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	203.96	183.36	69.88	0.34	0.90
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	203.96	183.36	69.88	0.34	0.90

dove:

$$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$$

$$M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$$

$$M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$$

$$e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$$

$$e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$$

Dimensioni e efficaci del plinto

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	L'_x	L'_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	203.96	183.36	69.88	✓ 1.31	✓ 1.20
Minima forza normale	GEO_2_A2	203.96	183.36	69.88	✓ 1.31	✓ 1.20
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	203.96	183.36	69.88	✓ 1.31	✓ 1.20
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	203.96	183.36	69.88	✓ 1.31	✓ 1.20
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	203.96	183.36	69.88	✓ 1.31	✓ 1.20
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	203.96	183.36	69.88	✓ 1.31	✓ 1.20
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	203.96	183.36	69.88	✓ 1.31	✓ 1.20
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	203.96	183.36	69.88	✓ 1.31	✓ 1.20

dove:

$$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$$

$$L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$$

Caratteristiche del terreno - Combinazioni GEO (M2)

Coefficiente parziale di sicurezza		$\gamma_{\phi'}$	=	1.25 [-]	
Tangente dell'angolo di attrito		$\tan \phi'_k$	=	0.500 [-]	[rad]
Angolo di attrito di calcolo	$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_{\phi'})$	ϕ'_d	=	26.56 [°]	0.464
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_c	=	1.25 [-]	
Coesione di calcolo	$c'_d = c'_k / \gamma_c$	c'_d	=	0.00 [kPa]	
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_γ	=	1.00 [-]	
Peso dell'unità di volume di calcolo	$\gamma_d = \gamma / \gamma_g$	γ_d	=	19.00 [kN/m ³]	

Determinazione della capacità portante della fondazione (R2)

	EN 1997 - 1 : 2003 Appendice D.4	
Fattori di capacità portante	N_q	= 12.59 [-]
	N_c	= 23.18 [-]
	N_γ	= 13.58 [-]

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan(45 + \phi'/2)^2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Eventuale inclinazione del piano di posa	α	=	0.00 [°]	0.000
Fattori di inclinazione del piano di posa	b_q	=	1.00 [-]	
	b_c	=	1.00 [-]	
	b_γ	=	1.00 [-]	

dove:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_\gamma = b_\gamma$$

Fattori di forma della fondazione		L'_x	L'_y	s_q	s_c	s_g					
		[m]	[m]	[-]	[-]	[-]					
	GEO_1_A2	1.31	1.20	1.41	1.44	0.73					
	GEO_2_A2	1.31	1.20	1.41	1.44	0.73					
	GEO_3_A2	1.31	1.20	1.41	1.44	0.73					
	GEO_4_A2	1.31	1.20	1.41	1.44	0.73					
	GEO_5_A2	1.31	1.20	1.41	1.44	0.73					
	GEO_6_A2	1.31	1.20	1.41	1.44	0.73					
	GEO_7_A2	1.31	1.20	1.41	1.44	0.73					
	GEO_8_A2	1.31	1.20	1.41	1.44	0.73					
dove:	$s_q = 1 + \min(L'_x ; L'_y) / \max(L'_x ; L'_y) \text{ sen } \phi'$ $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$ $s_g = 1 - 0,3 \min(L'_x ; L'_y) / \max(L'_x ; L'_y)$										
Fattori di inclinazione delle azioni di taglio		$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	R_{Ed}	θ						
		[kN]	[kN]	[kN]	[°]	[rad]					
	GEO_1_A2	0.00	25.30	25.30	0.00	0.00					
	GEO_2_A2	0.00	25.30	25.30	0.00	0.00					
	GEO_3_A2	0.00	25.30	25.30	0.00	0.00					
	GEO_4_A2	0.00	25.30	25.30	0.00	0.00					
	GEO_5_A2	0.00	25.30	25.30	0.00	0.00					
	GEO_6_A2	0.00	25.30	25.30	0.00	0.00					
	GEO_7_A2	0.00	25.30	25.30	0.00	0.00					
	GEO_8_A2	0.00	25.30	25.30	0.00	0.00					
dove:	$R_{Ed} = (V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2)^{0,5}$ $\theta = \arctan (V_{x,Ed} / V_{y,Ed})$ θ è l'angolo formato da R_{Ed} con l'asse Y										
m_{Lx}	m_{Ly}	m_θ	R_{Ed}	N_{Tot}	A'	m_q	i_q	i_c	i_r		
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[m ²]	[-]	[-]	[-]	[-]		
GEO_1_A2	0.00	1.52	1.52	25.30	203.96	GEO_1_A2	1.58	1.52	0.82	0.80	0.72
GEO_2_A2	0.00	1.52	1.52	25.30	203.96	GEO_2_A2	1.58	1.52	0.82	0.80	0.72
GEO_3_A2	0.00	1.52	1.52	25.30	203.96	GEO_3_A2	1.58	1.52	0.82	0.80	0.72
GEO_4_A2	0.00	1.52	1.52	25.30	203.96	GEO_4_A2	1.58	1.52	0.82	0.80	0.72
GEO_5_A2	0.00	1.52	1.52	25.30	203.96	GEO_5_A2	1.58	1.52	0.82	0.80	0.72
GEO_6_A2	0.00	1.52	1.52	25.30	203.96	GEO_6_A2	1.58	1.52	0.82	0.80	0.72
GEO_7_A2	0.00	1.52	1.52	25.30	203.96	GEO_7_A2	1.58	1.52	0.82	0.80	0.72
GEO_8_A2	0.00	1.52	1.52	25.30	203.96	GEO_8_A2	1.58	1.52	0.82	0.80	0.72
dove:	$m_{Lx} = [2 + (L'_x / L'_y)] / [1 + (L'_x / L'_y)]$ $m_{Ly} = [2 + (L'_y / L'_x)] / [1 + (L'_y / L'_x)]$ $m_\theta = m_{Ly} \cos^2 \theta + m_{Lx} \text{ sen}^2 \theta$ $A' = L'_x L'_y$ $i_q = [1 - R/(N + A'c'cot\phi)]^m$ $i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan\phi)$ $i_r = [1 - R/(N + A'c'cot\phi)]^{m+1}$										
Eventuale inclinazione del piano di campagna		β	=	0.00	[°]	0.000					
Fattori di inclinazione del piano di campagna		g_q	=	1.00	[-]						
		g_c	=	1.00	[-]						
		g_r	=	1.00	[-]						
dove:	$g_q = (1 - \tan \beta)^2$ $g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi)$ $g_r = g_q$										

Determinazione della resistenza del plinto - Combinazioni STR						
APPROCCIO 1" COMB.1: A1 + M1 + R1 (STAT.+SISMA)		N_{Ed}	$ass(V_{x,Ed})$	$ass(V_{y,Ed})$	$ass(M_{x,Ed})$	$ass(M_{y,Ed})$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	STR_1_A1	31.15	0.00	29.20	176.50	75.30
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	STR_2_A1	31.15	0.00	29.20	176.50	75.30
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	31.15	0.00	29.20	176.50	75.30
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	31.15	0.00	29.20	176.50	75.30
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	31.15	0.00	29.20	176.50	75.30
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	31.15	0.00	29.20	176.50	75.30
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	31.15	0.00	29.20	176.50	75.30
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	31.15	0.00	29.20	176.50	75.30
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto		1.30 [-]				
Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A1)						
		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	e_x	e_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	STR_1_A1	265.15	211.54	90.88	0.343	0.798
Minima forza normale	STR_2_A1	265.15	211.54	90.88	0.343	0.798
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	265.15	211.54	90.88	0.343	0.798
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	265.15	211.54	90.88	0.343	0.798
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	265.15	211.54	90.88	0.343	0.798
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	265.15	211.54	90.88	0.343	0.798
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	265.15	211.54	90.88	0.343	0.798
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	265.15	211.54	90.88	0.343	0.798
dove:	$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$ $M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$ $M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$ $e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$ $e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$					
Dimensioni efficaci del plinto						
		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	L'_x	L'_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	STR_1_A1	265.15	211.54	90.88	✓ 1.315	✓ 1.404
Minima forza normale	STR_2_A1	265.15	211.54	90.88	✓ 1.315	✓ 1.404
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	265.15	211.54	90.88	✓ 1.315	✓ 1.404
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	265.15	211.54	90.88	✓ 1.315	✓ 1.404
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	265.15	211.54	90.88	✓ 1.315	✓ 1.404
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	265.15	211.54	90.88	✓ 1.315	✓ 1.404
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	265.15	211.54	90.88	✓ 1.315	✓ 1.404
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	265.15	211.54	90.88	✓ 1.315	✓ 1.404
dove:	$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$ $L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$					
Copri ferro inferiore	d'	=	40.00 [mm]			
Resistenza di calcolo delle armature del plinto	f_{yd}	=	391.30 [MPa]			
Progetto dell'armatura inferiore in direzione "X" (Modello a mensola flessibile)						
		$L_{mensola,x}$	Braccio x	σ_t	$M_{mensola}$	$A_{s,min}$
		[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
Massima forza normale	STR_1_A1	0.665	0.332	144	31.71	0.78
Minima forza normale	STR_2_A1	0.665	0.332	144	31.71	0.78
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	0.665	0.332	144	31.71	0.78
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	0.665	0.332	144	31.71	0.78
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	0.665	0.332	144	31.71	0.78
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	0.665	0.332	144	31.71	0.78
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	0.665	0.332	144	31.71	0.78
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	0.665	0.332	144	31.71	0.78
		Armatura minima necessaria in "X"				0.78
dove:	$\sigma_t = N_{Tot} / (L'_x L'_y)$ $M_{mensola} = \sigma_t L_{mensola,x} Braccio x$ $A_{s,min} = M_{mensola} / [0,9 (H_z - d') f_{yd}]$					

Progetto dell'armatura inferiore in direzione "Y" (Modello a mensola flessibile)

Massima forza normale
 Minima forza normale
 Massima forza di taglio in direzione x
 Massima forza di taglio in direzione y
 Massimo momento flettente attorno a x
 Minimo momento flettente attorno a x
 Massimo momento flettente attorno a y
 Minimo momento flettente attorno a y

STR_1_A1
 STR_2_A1
 STR_3_A1
 STR_4_A1
 STR_5_A1
 STR_6_A1
 STR_7_A1
 STR_8_A1

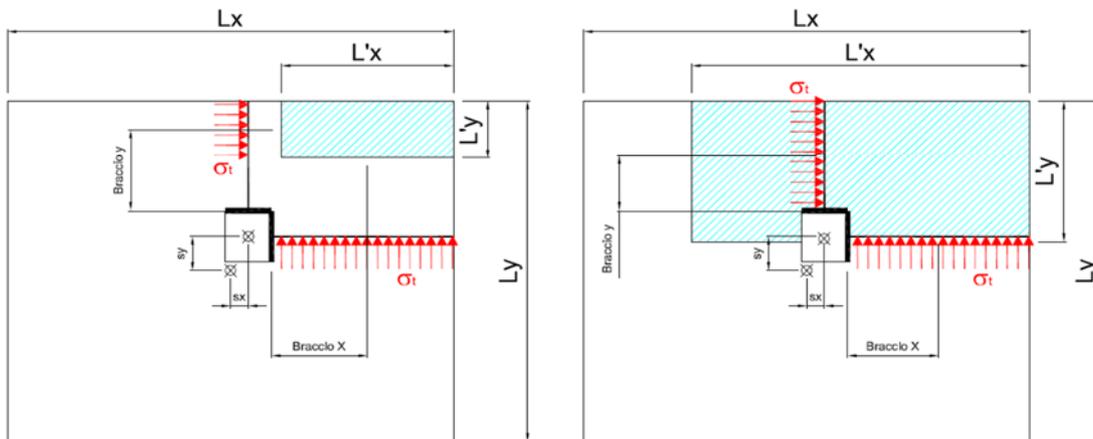
$L_{\text{mensola,y}}$	Braccio y	σ_t	M_{mensola}	$A_{s,y,\text{min}}$
[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
1.050	0.525	144	79.17	1.94
1.050	0.525	144	79.17	1.94
1.050	0.525	144	79.17	1.94
1.050	0.525	144	79.17	1.94
1.050	0.525	144	79.17	1.94
1.050	0.525	144	79.17	1.94
1.050	0.525	144	79.17	1.94
1.050	0.525	144	79.17	1.94
Armatura minima necessaria in "Y"				1.94

dove:

$$\sigma_t = N_{\text{Tot}} / (L_x L_y)$$

$$M_{\text{mensola}} = \sigma_t L_{\text{mensola,y}} \text{ Braccio y}$$

$$A_{s,\text{min}} = M_{\text{mensola}} / [0,9 (H_z - d') f_{y,d}]$$



10.2.6 PORTALE A CAVALLETTO

PROGETTO DEI PLINTI SECONDO NTC - 2008						
Determinazione della capacità portante del terreno - Combinazioni GEO						
Caratteristiche geometriche del plinto e del pilastro						
Dimensione del plinto in direzione x	L_x	=	1.50	[m]		
Dimensione del plinto in direzione y	L_y	=	3.50	[m]		
Altezza del plinto	H_z	=	1.00	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione x	b_x	=	0.30	[m]		
Dimensione del pilastro in direzione y	b_y	=	0.90	[m]		
Eventuale eccentricità in x del pilastro rispetto alla fondazione	s_x	=	0.00	[m]	Positiva	
Eventuale eccentricità in y del pilastro rispetto alla fondazione	s_y	=	0.00	[m]	Positiva	
Volume del plinto	V_{plinto}	=	5.25	[m ³]		
Peso del plinto	W_{plinto}	=	131.25	[kN]		
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO						
Angolo di attrito interno	φ'_k	=	32.00	[°]	0.559	
Coesione efficace	c'_k	=	0.00	[kPa]	[rad]	
Peso dell'unità di volume	γ	=	19.00	[kN/m ³]		
"APPROCCIO 1" COMB.2: A2 + M2 + R2 (STATICO)						
		N_{Ed}	$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	$ M_{x,Ed} $	$ M_{y,Ed} $
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	GEO_1_A2	23.14	0.00	26.30	154.20	0.00
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	GEO_2_A2	23.14	0.00	26.30	154.20	0.00
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	23.14	0.00	26.30	154.20	0.00
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	23.14	0.00	26.30	154.20	0.00
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	23.14	0.00	26.30	154.20	0.00
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	23.14	0.00	26.30	154.20	0.00
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	23.14	0.00	26.30	154.20	0.00
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	23.14	0.00	26.30	154.20	0.00
Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto						
1.00 [-]						

Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A2)

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	e_x	e_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	154.39	180.50	0.00	0.00	1.17
Minima forza normale	GEO_2_A2	154.39	180.50	0.00	0.00	1.17
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	154.39	180.50	0.00	0.00	1.17
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	154.39	180.50	0.00	0.00	1.17
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	154.39	180.50	0.00	0.00	1.17
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	154.39	180.50	0.00	0.00	1.17
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	154.39	180.50	0.00	0.00	1.17
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	154.39	180.50	0.00	0.00	1.17

dove:

$$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$$

$$M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$$

$$M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$$

$$e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$$

$$e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$$

Dimensioni e efficaci del plinto

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	L'_x	L'_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	GEO_1_A2	154.39	180.50	0.00	✓ 1.50	✓ 1.16
Minima forza normale	GEO_2_A2	154.39	180.50	0.00	✓ 1.50	✓ 1.16
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	154.39	180.50	0.00	✓ 1.50	✓ 1.16
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	154.39	180.50	0.00	✓ 1.50	✓ 1.16
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	154.39	180.50	0.00	✓ 1.50	✓ 1.16
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	154.39	180.50	0.00	✓ 1.50	✓ 1.16
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	154.39	180.50	0.00	✓ 1.50	✓ 1.16
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	154.39	180.50	0.00	✓ 1.50	✓ 1.16

dove:

$$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$$

$$L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$$

Caratteristiche del terreno - Combinazioni GEO (M2)

Coefficiente parziale di sicurezza		$\gamma_{\phi'}$	=	1.25 [-]	
Tangente dell'angolo di attrito		$\tan \phi'_k$	=	0.500 [-]	[rad]
Angolo di attrito di calcolo	$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_{\phi'})$	ϕ'_d	=	26.56 [°]	0.464
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_c	=	1.25 [-]	
Coesione di calcolo	$c'_d = c'_k / \gamma_c$	c'_d	=	0.00 [kPa]	
Coefficiente parziale di sicurezza		γ_γ	=	1.00 [-]	
Peso dell'unità di volume di calcolo	$\gamma_d = \gamma / \gamma_g$	γ_d	=	19.00 [kN/m ³]	

Determinazione della capacità portante della fondazione (R2)

	EN 1997 - 1 : 2003 Appendice D.4	
Fattori di capacità portante	N_q	= 12.59 [-]
	N_c	= 23.18 [-]
	N_γ	= 13.58 [-]

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan(45 + \phi'/2)^2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Eventuale inclinazione del piano di posa	α	=	0.00 [°]	0.000
Fattori di inclinazione del piano di posa	b_q	=	1.00 [-]	
	b_c	=	1.00 [-]	
	b_γ	=	1.00 [-]	

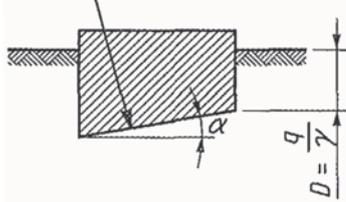
dove:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_\gamma = b_q$$

Fattori di forma della fondazione		L'_x	L'_y	s_q	s_c	s_g					
		[m]	[m]	[-]	[-]	[-]					
	GEO_1_A2	1.50	1.16	1.35	1.38	0.77					
	GEO_2_A2	1.50	1.16	1.35	1.38	0.77					
	GEO_3_A2	1.50	1.16	1.35	1.38	0.77					
	GEO_4_A2	1.50	1.16	1.35	1.38	0.77					
	GEO_5_A2	1.50	1.16	1.35	1.38	0.77					
	GEO_6_A2	1.50	1.16	1.35	1.38	0.77					
	GEO_7_A2	1.50	1.16	1.35	1.38	0.77					
	GEO_8_A2	1.50	1.16	1.35	1.38	0.77					
dove:	$s_q = 1 + \min(L'_x ; L'_y) / \max(L'_x ; L'_y) \text{ sen } \phi'$ $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$ $s_g = 1 - 0,3 \min(L'_x ; L'_y) / \max(L'_x ; L'_y)$										
Fattori di inclinazione delle azioni di taglio		$ V_{x,Ed} $	$ V_{y,Ed} $	R_{Ed}	θ						
		[kN]	[kN]	[kN]	[°]	[rad]					
	GEO_1_A2	0.00	26.30	26.30	0.00	0.00					
	GEO_2_A2	0.00	26.30	26.30	0.00	0.00					
	GEO_3_A2	0.00	26.30	26.30	0.00	0.00					
	GEO_4_A2	0.00	26.30	26.30	0.00	0.00					
	GEO_5_A2	0.00	26.30	26.30	0.00	0.00					
	GEO_6_A2	0.00	26.30	26.30	0.00	0.00					
	GEO_7_A2	0.00	26.30	26.30	0.00	0.00					
	GEO_8_A2	0.00	26.30	26.30	0.00	0.00					
dove:	$R_{Ed} = (V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2)^{0,5}$ $\theta = \arctan (V_{x,Ed} / V_{y,Ed})$ θ è l'angolo formato da R_{Ed} con l'asse Y										
m_{Lx}	m_{Ly}	m_θ	R_{Ed}	N_{Tot}	A'	m_q	i_q	i_c	i_r		
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[m ²]	[-]	[-]	[-]	[-]		
GEO_1_A2	0.00	1.56	1.56	26.30	154.39	GEO_1_A2	1.74	1.56	0.75	0.72	0.62
GEO_2_A2	0.00	1.56	1.56	26.30	154.39	GEO_2_A2	1.74	1.56	0.75	0.72	0.62
GEO_3_A2	0.00	1.56	1.56	26.30	154.39	GEO_3_A2	1.74	1.56	0.75	0.72	0.62
GEO_4_A2	0.00	1.56	1.56	26.30	154.39	GEO_4_A2	1.74	1.56	0.75	0.72	0.62
GEO_5_A2	0.00	1.56	1.56	26.30	154.39	GEO_5_A2	1.74	1.56	0.75	0.72	0.62
GEO_6_A2	0.00	1.56	1.56	26.30	154.39	GEO_6_A2	1.74	1.56	0.75	0.72	0.62
GEO_7_A2	0.00	1.56	1.56	26.30	154.39	GEO_7_A2	1.74	1.56	0.75	0.72	0.62
GEO_8_A2	0.00	1.56	1.56	26.30	154.39	GEO_8_A2	1.74	1.56	0.75	0.72	0.62
dove:	$m_{Lx} = [2 + (L'_x / L'_y)] / [1 + (L'_x / L'_y)]$ $m_{Ly} = [2 + (L'_y / L'_x)] / [1 + (L'_y / L'_x)]$ $m_\theta = m_{Ly} \cos^2 \theta + m_{Lx} \text{ sen}^2 \theta$ $A' = L'_x L'_y$ $i_q = [1 - R/(N + A'c'cot\phi')]^m$ $i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \phi')$ $i_r = [1 - R/(N + A'c'cot\phi')]^{m+1}$										
Eventuale inclinazione del piano di campagna		β	=	0.00	[°]	0.000					
		g_q	=	1.00	[-]						
Fattori di inclinazione del piano di campagna		g_c	=	1.00	[-]						
		g_r	=	1.00	[-]						
dove:	$g_q = (1 - \tan \beta)^2$ $g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$ $g_r = g_q$										

Eventuale approfondimento della fondazione		D	=	1.50 [m]		
Fattori di approfondimento della fondazione		L' _x	L' _y	d _q	d _c	d _γ
		[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
	GEO_1_A2	1.50	1.16	1.31	1.33	1.00
	GEO_2_A2	1.50	1.16	1.31	1.33	1.00
	GEO_3_A2	1.50	1.16	1.31	1.33	1.00
	GEO_4_A2	1.50	1.16	1.31	1.33	1.00
	GEO_5_A2	1.50	1.16	1.31	1.33	1.00
	GEO_6_A2	1.50	1.16	1.31	1.33	1.00
	GEO_7_A2	1.50	1.16	1.31	1.33	1.00
	GEO_8_A2	1.50	1.16	1.31	1.33	1.00

dove:

$$d_q = 1 + 2(D/\max(L'_x ; L'_y)) \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q)(N_c \tan\phi')$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Coefficiente parziale di sicurezza per la capacità portante $\gamma_R = 1.80 [-]$

Determinazione del Carico Limite Statico						
	N _{Tot}	a _q	a _c	a _γ	N _{Rd}	Δ
	[kN]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[-]
GEO_1_A2	154.39	1.313	1.329	0.476	525	0.29
GEO_2_A2	154.39	1.313	1.329	0.476	525	0.29
GEO_3_A2	154.39	1.313	1.329	0.476	525	0.29
GEO_4_A2	154.39	1.313	1.329	0.476	525	0.29
GEO_5_A2	154.39	1.313	1.329	0.476	525	0.29
GEO_6_A2	154.39	1.313	1.329	0.476	525	0.29
GEO_7_A2	154.39	1.313	1.329	0.476	525	0.29
GEO_8_A2	154.39	1.313	1.329	0.476	525	0.29

dove:

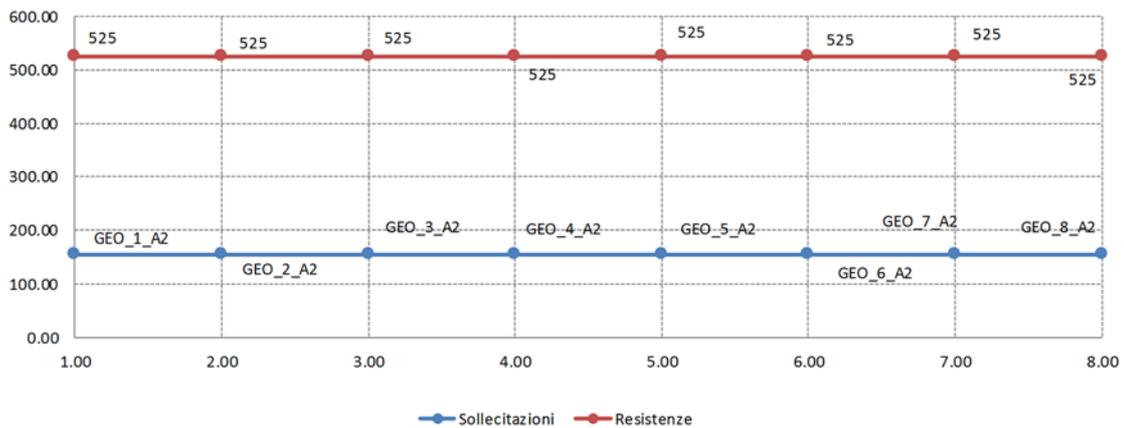
$$a_q = b_q s_q i_q g_q d_q$$

$$a_c = b_c s_c i_c g_c d_c$$

$$a_\gamma = b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma d_\gamma$$

$$N_{Rd} = A' [\gamma_d D N_q a_q + c'_d N_c a_c + 0,5 \gamma_d \min(L'_x ; L'_y) N_\gamma a_\gamma] / \gamma_R$$

$$\Delta = N_{Tot} / N_{Rd}$$



Determinazione della resistenza del plinto - Combinazioni STR

APPROCCIO 1" COMB.1: A1 + M1 + R1 (STAT.+SISMA)		N_{Ed}	ass($V_{x,Ed}$)	ass($V_{y,Ed}$)	ass($M_{x,Ed}$)	ass($M_{y,Ed}$)
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Massima forza normale (<i>positiva se di compressione</i>)	STR_1_A1	30.10	0.00	30.40	177.90	0.00
Minima forza normale (<i>negativa se di trazione</i>)	STR_2_A1	30.10	0.00	30.40	177.90	0.00
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	30.10	0.00	30.40	177.90	0.00
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	30.10	0.00	30.40	177.90	0.00
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	30.10	0.00	30.40	177.90	0.00
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	30.10	0.00	30.40	177.90	0.00
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	30.10	0.00	30.40	177.90	0.00
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	30.10	0.00	30.40	177.90	0.00

Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto 1.30 [-]

Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A1)

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	e_x	e_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	STR_1_A1	200.73	208.30	0.00	0.000	1.038
Minima forza normale	STR_2_A1	200.73	208.30	0.00	0.000	1.038
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	200.73	208.30	0.00	0.000	1.038
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	200.73	208.30	0.00	0.000	1.038
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	200.73	208.30	0.00	0.000	1.038
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	200.73	208.30	0.00	0.000	1.038
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	200.73	208.30	0.00	0.000	1.038
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	200.73	208.30	0.00	0.000	1.038

dove:

$$N_{Tot} = N_{Ed} + \gamma_{G1} W_{plinto}$$

$$M_{x,Tot} = M_{x,Ed} + V_{y,Ed} H_z + N_{Ed} S_y$$

$$M_{y,Tot} = M_{y,Ed} + V_{x,Ed} H_z + N_{Ed} S_x$$

$$e_x = M_{y,Tot} / N_{Tot}$$

$$e_y = M_{x,Tot} / N_{Tot}$$

Dimensioni efficaci del plinto

		N_{Tot}	$M_{x,Tot}$	$M_{y,Tot}$	L'_x	L'_y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	STR_1_A1	200.73	208.30	0.00	1.500	1.425
Minima forza normale	STR_2_A1	200.73	208.30	0.00	1.500	1.425
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	200.73	208.30	0.00	1.500	1.425
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	200.73	208.30	0.00	1.500	1.425
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	200.73	208.30	0.00	1.500	1.425
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	200.73	208.30	0.00	1.500	1.425
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	200.73	208.30	0.00	1.500	1.425
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	200.73	208.30	0.00	1.500	1.425

dove:

$$L'_x = 2 (L_x/2 - e_x) > 0$$

$$L'_y = 2 (L_y/2 - e_y) > 0$$

Coprifero inferiore $d' = 40.00$ [mm]
 Resistenza di calcolo delle armature del plinto $f_{yd} = 391.30$ [MPa]

Progetto dell'armatura inferiore in direzione "X" (Modello a mensola flessibile)

		$L_{mensola,x}$	Braccio x	σ_t	$M_{mensola}$	$A_{sx,min}$
		[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
Massima forza normale	STR_1_A1	0.600	0.300	94	16.91	0.50
Minima forza normale	STR_2_A1	0.600	0.300	94	16.91	0.50
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	0.600	0.300	94	16.91	0.50
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	0.600	0.300	94	16.91	0.50
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	0.600	0.300	94	16.91	0.50
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	0.600	0.300	94	16.91	0.50
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	0.600	0.300	94	16.91	0.50
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	0.600	0.300	94	16.91	0.50
Armatura minima necessaria in "X"						0.50

dove:

$$\sigma_t = N_{Tot} / (L'_x L'_y)$$

$$M_{mensola} = \sigma_t L_{mensola,x} \text{ Braccio } x$$

$$A_{s,min} = M_{mensola} / [0.9 (H_z - d') f_{yd}]$$

Progetto dell'armatura inferiore in direzione "Y" (Modello a mensola flessibile)

Massima forza normale
 Minima forza normale
 Massima forza di taglio in direzione x
 Massima forza di taglio in direzione y
 Massimo momento flettente attorno a x
 Minimo momento flettente attorno a x
 Massimo momento flettente attorno a y
 Minimo momento flettente attorno a y

STR_1_A1
 STR_2_A1
 STR_3_A1
 STR_4_A1
 STR_5_A1
 STR_6_A1
 STR_7_A1
 STR_8_A1

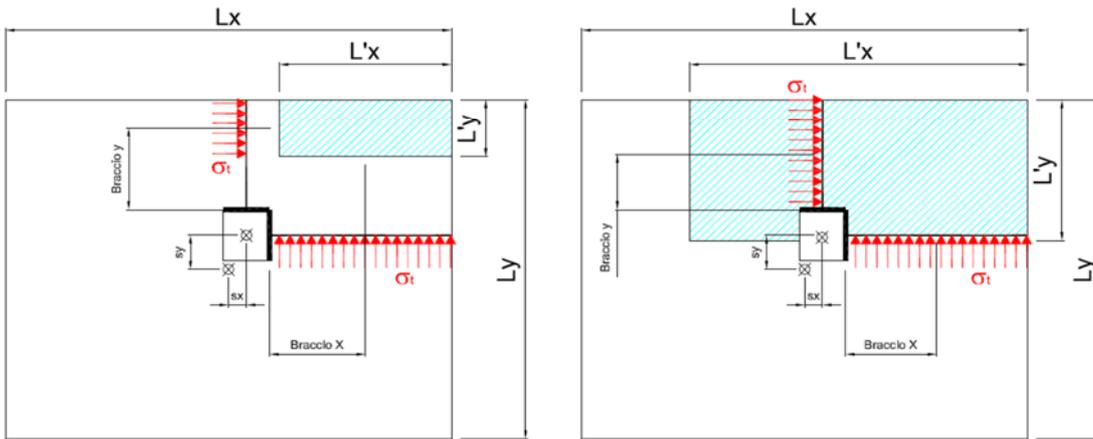
$L_{mensola,y}$	Braccio y	σ_t	$M_{mensola}$	$A_{s,y,min}$
[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
1.300	0.650	94	79.38	2.35
1.300	0.650	94	79.38	2.35
1.300	0.650	94	79.38	2.35
1.300	0.650	94	79.38	2.35
1.300	0.650	94	79.38	2.35
1.300	0.650	94	79.38	2.35
1.300	0.650	94	79.38	2.35
1.300	0.650	94	79.38	2.35
Armatura minima necessaria in "Y"				2.35

dove:

$$\sigma_t = N_{T\alpha} / (L_x L_y)$$

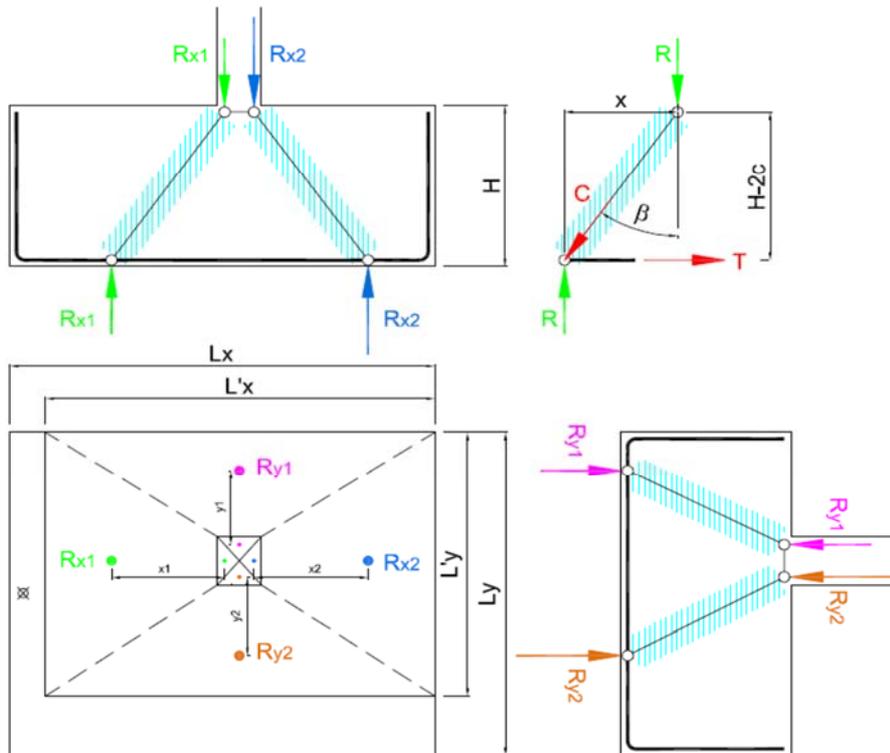
$$M_{mensola} = \sigma_t L_{mensola,y} \text{ Braccio } y$$

$$A_{s,min} = M_{mensola} / [0,9 (H_z - d') f_{yd}]$$



Progetto dell'armatura (Modello a tiranti e puntoni)

Il presente metodo si adotta unicamente se l'area ridotta consente la formazione di un tetraedro di bielle compresse, altrimenti le ipotesi di utilizzo decadono.



Determinazione della risultanti delle forze agenti nel baricentro di ciascuna delle quattro aree caricate

	σ_i	$A_{x,1}$	$A_{x,2}$	$A_{y,1}$	$A_{y,2}$	$R_{x,1}$	$R_{x,2}$	$R_{y,1}$	$R_{y,2}$
	[kPa]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
STR_1_A1	94	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_2_A1	94	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_3_A1	94	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_4_A1	94	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_5_A1	94	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_6_A1	94	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_7_A1	94	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_8_A1	94	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00

Determinazione dei bracci delle risultanti delle forze e degli angoli delle bielle compresse

	x_1	x_2	y_1	y_2	H - 2c	β_{x1}	β_{x2}	β_{y1}	β_{y2}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
STR_1_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.92	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_2_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.92	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_3_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.92	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_4_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.92	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_5_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.92	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_6_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.92	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_7_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.92	0.0	0.0	0.0	0.0
STR_8_A1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.92	0.0	0.0	0.0	0.0

Determinazione delle trazioni nell'armatura tesa e delle compressioni nelle bielle di cls

	$C_{x,1}$	$C_{x,2}$	$C_{y,1}$	$C_{y,2}$	$T_{x,1}$	$T_{x,2}$	$T_{y,1}$	$T_{y,2}$
	[kN]							
STR_1_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_2_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_3_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_4_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_5_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_6_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_7_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR_8_A1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

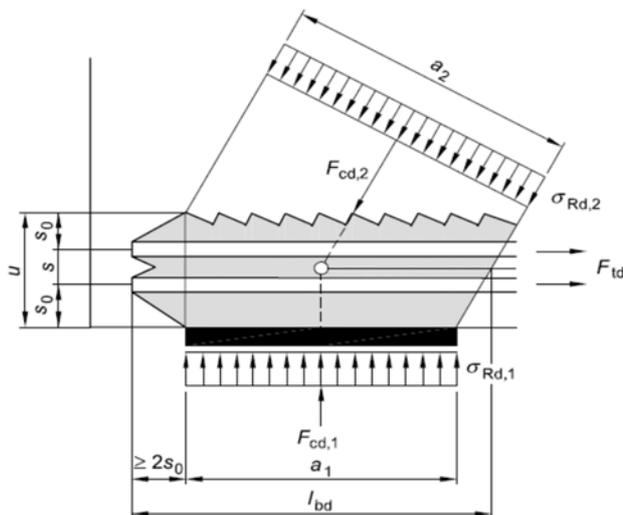
Massima compressione in direzione x	$C_{x,max}$	=	0.00	[kN]
Massima trazione in direzione x	$T_{x,max}$	=	0.00	[kN]
Massima compressione in direzione y	$C_{y,max}$	=	0.00	[kN]
Massima trazione in direzione y	$T_{y,max}$	=	0.00	[kN]

dove: $C = R / \cos \beta$
 $T = R \tan \beta$

Resistenza di calcolo delle armature del plinto	f_{yd}	=	391.30	[MPa]
Numero ferri adottati in direzione x	n_x	=	10.00	[-]
Diametro ferri adottati in direzione x	ϕ_x	=	16.00	[-]
Numero ferri adottati in direzione y	n_y	=	15.00	[-]
Diametro ferri adottati in direzione y	ϕ_y	=	12.00	[-]

				Tasso
Resistenza a trazione dell'armatura in direzione x	$N_{t,Rd,x}$	=	786.76	0.00
Resistenza a trazione dell'armatura in direzione y	$N_{t,Rd,y}$	=	663.82	0.00

dove: $N_{t,Rd} = A_s f_{yd}$
 $N_{t,Rd} = A_s f_{yd}$

Resistenza delle bielle compresse (NODO COMPRESSO - TESO CON ARMATURA DISPOSTA IN DUE DIREZIONI ORTOGONALI)

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	R_{ck}	=	30.00 [MPa]
Coefficiente di sicurezza da applicare alla resistenza di calcolo	γ_c	=	1.50 [-]
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck}	=	24.90 [MPa]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	=	16.60 [MPa]
Determinazione del coefficiente ν'	ν'	=	0.90 [-]
Massima resistenza a compressione per i nodi compressi - tesi	$\sigma_{Rd,max}$	=	11.21 [MPa]

dove:

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

$$\nu' = 1 - f_{ck} / 250$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0.75 \nu' f_{cd}$$

Area della biella compressa in direzione x	$A_{b,cx}$	=	345600 [mm ²]	Tasso
Verifica di resistenza della biella compressa in direzione x	$\sigma_{2x,max}$	=	0.00 [MPa]	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00

dove:

$$A_{b,cx} = 0.4 (H - c) b_y$$

$$\sigma_{2x,max} = C_{x,max} / A_{b,cx} \leq \sigma_{Rd,max}$$

Area della biella compressa in direzione y	$A_{b,cy}$	=	115200 [mm ²]	Tasso
Verifica di resistenza della biella compressa in direzione y	$\sigma_{2y,max}$	=	0.00 [MPa]	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00

dove:

$$A_{b,cy} = 0.4 (H - c) b_x$$

$$\sigma_{2y,max} = C_{y,max} / A_{b,cy} \leq \sigma_{Rd,max}$$

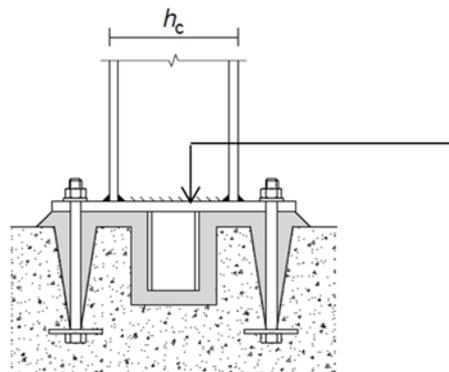
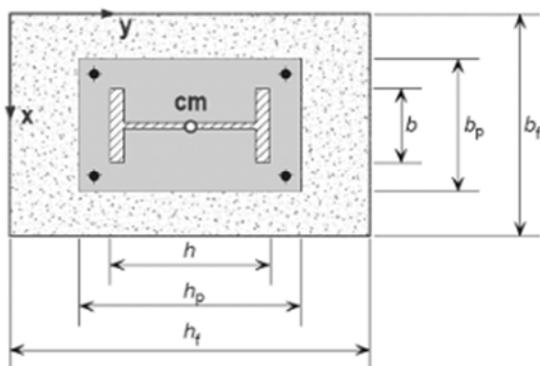
10.3 VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE E DEI TIRAFONDI

10.3.1 MONOPALI TIPO "A"

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993-1-8 (EC3)

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	30.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	25.00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	-
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} =$	14.17 MPa
Altezza della fondazione	$h_f =$	2.00	m
Larghezza della fondazione	$b_f =$	1.50	m
Spessore della fondazione	$d_f =$	0.60	m



Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275.00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430.00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1.05	-
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	300.00	mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	150.00	mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	10.00	mm
Spessore delle ali	$t_{f,c} =$	5.00	mm
Raggio di curvatura	$r_c =$	5.00	mm

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y,c,rid} =$	275.00	MPa
	$f_{u,c,rid} =$	430.00	MPa

								Altezze di gola saldature	
h_w	d_w	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	$a_{w,w}$	$a_{w,f}$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]
290.00	280.00	4421.46	5.341E+07	3.560E+05	4.346E+05	109.90	3021.46	5.00	2.50

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base

$f_{y, bp} = 275.00 \text{ MPa}$

Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base

$f_{u, bp} = 430.00 \text{ MPa}$

Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi

$f_{ub} = 400.00 \text{ MPa}$

Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature

$\gamma_{M2} = 1.25$

Altezza della piastra di base

$h_{bp} = 500.00 \text{ mm}$

Larghezza della piastra di base

$b_{bp} = 350.00 \text{ mm}$

Spessore della piastra di base

$t_{bp} = 25.00 \text{ mm}$

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y, bp, rid} = 275.00 \text{ MPa}$
	$f_{u, bp, rid} = 430.00 \text{ MPa}$

Diametro del bullone

$d = 24.00 \text{ mm}$

Area della porzione filettata del gambo

$A_s = 353.00 \text{ mm}^2$

Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base

$n = 3$

Distanza verticale dal bordo della piastra

$e_v = 45.00 \text{ mm}$

Distanza orizzontale dal bordo della piastra

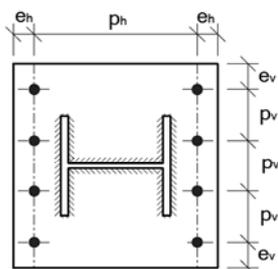
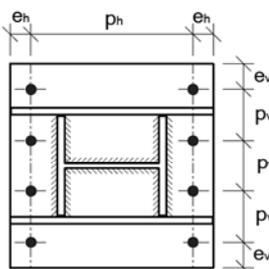
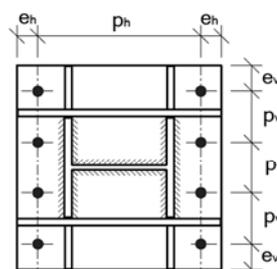
$e_h = 45.00 \text{ mm}$

Passo verticale

$p_v = 130.00 \text{ mm}$

Passo orizzontale

$p_h = 410.00 \text{ mm}$

**Tipo 1****Tipo 2****Tipo 3**

Tipologia della piastra di base

1

Piastra di base priva di irrigidimenti

Spessore degli irrigidimenti longitudinali

$t_{L,s} = 0.00 \text{ mm}$

Spessore degli irrigidimenti trasversali

$t_{T,s} = 0.00 \text{ mm}$

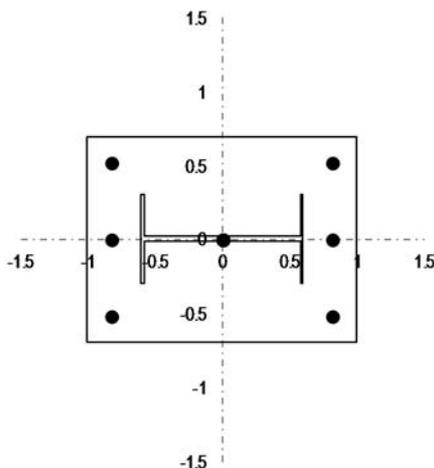
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti longitudinali

$a_{w,Ls} = 0.00 \text{ mm}$

Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti trasversali

$a_{w,Ts} = 0.00 \text{ mm}$

$d_0 = 26.00 \text{ mm}$



Verifica dei parametri geometrici		
$e_{v,lim}$	31.2	140.00 mm
$e_{h,lim}$	31.2	140.00 mm
$p_{v,lim}$	57.2	200.00 mm
e_v	OK	OK
e_h	OK	OK
p_v	OK	OK

RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA

Spessore minimo della malta di allettamento

$h_{g,min} = 50.00$ mm

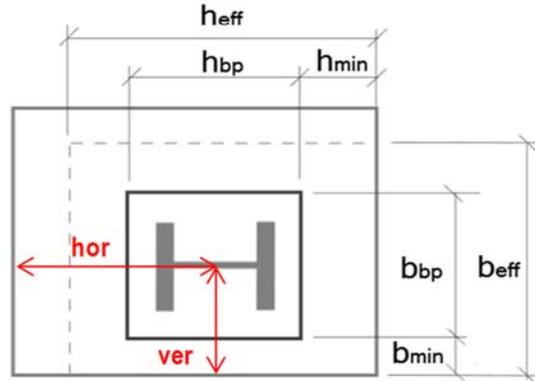
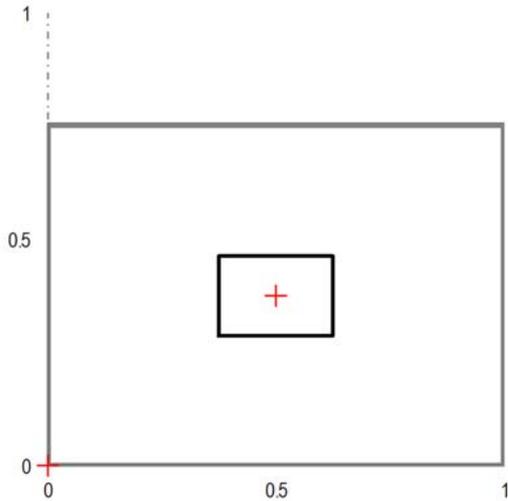
Resistenza minima della malta di allettamento

$f_{g,min} = (0.2f_{cd} ; f_{cd})$ $f_{g,min} = 2.83$ MPa

Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

hor = 1.00 m

ver = 0.75 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

$h_{min} = 0.75$ m

Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

$b_{min} = 0.58$ m

Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente

$\alpha = 2.20$

Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$\alpha_{UTENTE} = 2.20$

$\beta_j = 0.67$

Resistenza di calcolo della fondazione

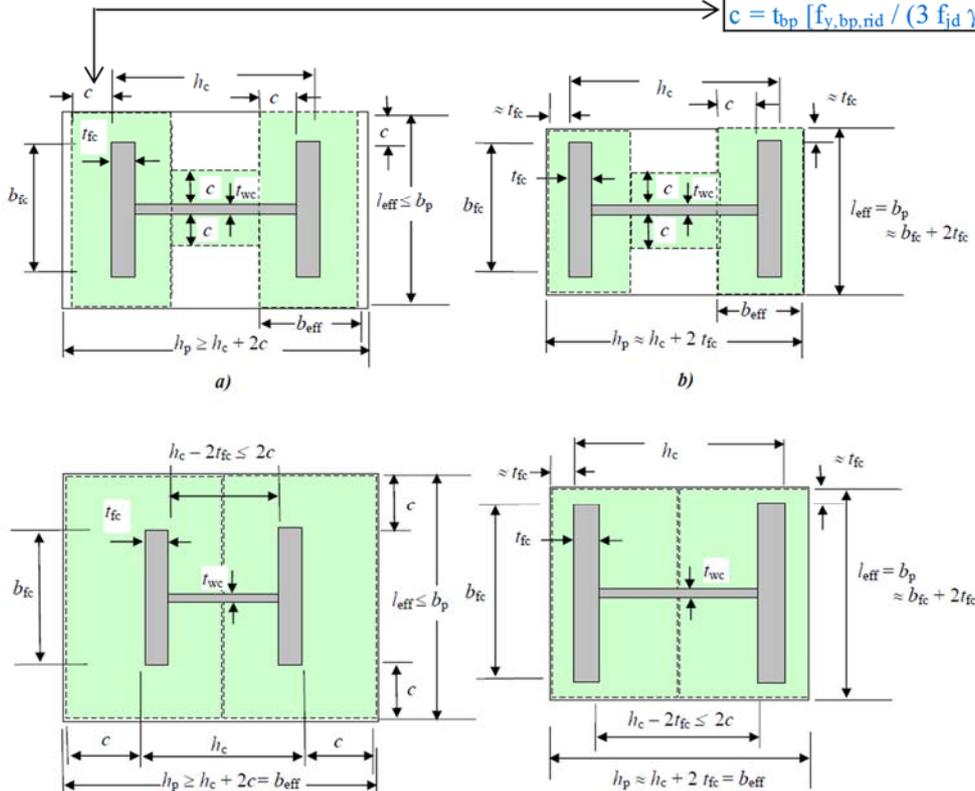
$f_{jd} = \beta_j \alpha_{UTENTE} f_{cd}$

$f_{jd} = 20.78$ MPa

Larghezza di contatto

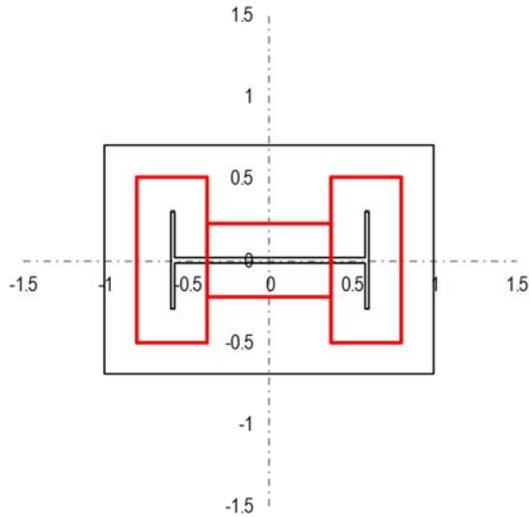
$c = 51.25$ mm

$c = t_{bp} [f_{y,bp,rid} / (3 f_{jd} \gamma_{M0})]^{0.5}$

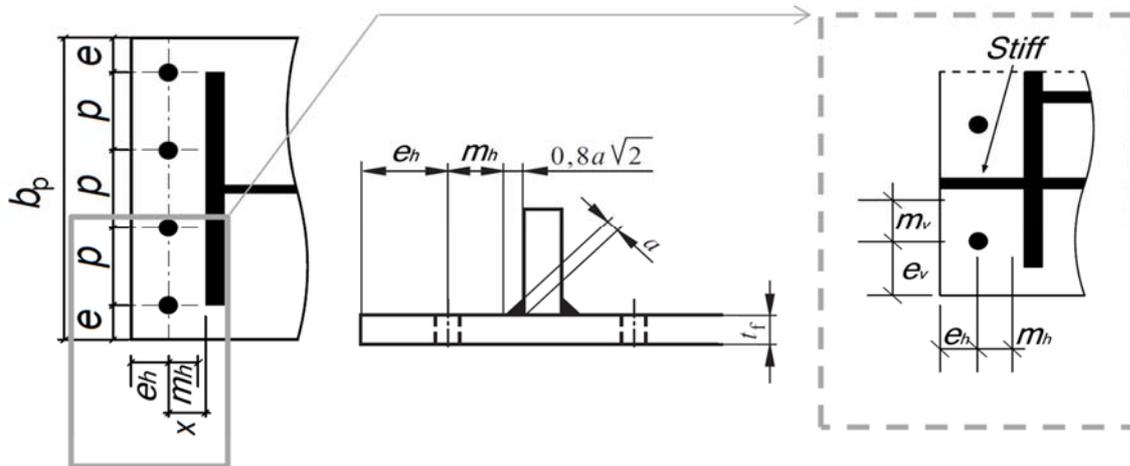


Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna	$L_{\text{eff},f} =$	252.49 mm
	$B_{\text{eff},f,\text{ext}} =$	51.25 mm
	$B_{\text{eff},f,\text{int}} =$	51.25 mm
	$A_{\text{eff},T,f} =$	2.71E+04 mm ²

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna	$L_{\text{eff},w} =$	112.49 mm
	$B_{\text{eff},w} =$	187.51 mm
	$A_{\text{eff},T,w} =$	2.11E+04 mm ²



Area complessiva resistente a compressione		$A_{\text{eff}} =$	7.54E+04 mm ²
Resistenza a compressione pura	$N_{C,Rd} = A_{\text{eff}} f_{jd}$	$N_{C,Rd} =$	1566.09 kN

RESISTENZA A TRAZIONE PURA

Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo

$e_h =$	45.00 mm
---------	----------

Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna

$x_h =$	55.00 mm
---------	----------

$m_h =$	52.17 mm
---------	----------

Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo

$e_v = e$	45.00 mm
-----------	----------

Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale

$x_v =$	55.00 mm
---------	----------

$m_v =$	55.00 mm
---------	----------

Passo verticale tra i tirafondi

$p_v = p$	130.00 mm
-----------	-----------

Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base

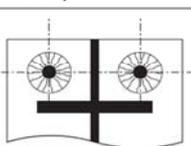
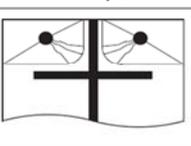
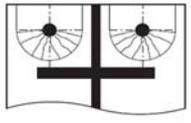
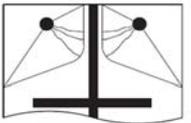
Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m_x$		Double curvature $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + w$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{w}{2}$

Tipologia della piastra di base: 1

Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	$n =$	3
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp\ 1} =$	983.41 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp\ 2} =$	761.71 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp\ 3} =$	847.80 mm
Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura	$L_{eff,nc\ 1} =$	350.00 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc\ 2} =$	794.81 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc\ 3} =$	619.87 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc\ 4} =$	524.94 mm
	$L_{eff,min} =$	350.00 mm

Tipologia della piastra di base: 2

Numero di tirafondi d'angolo	$n_{comer} =$	2
Numero di tirafondi ubicati tra gli irrigidimenti	$n_{int} =$	1
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp\ 1} =$	983.41 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp\ 2} =$	761.71 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp\ 3} =$	983.41 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc\ 1} =$	794.81 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc\ 2} =$	619.87 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc\ 3} =$	631.19 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc\ 4} =$	631.19 mm
	$L_{eff,min} =$	619.87 mm

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = \alpha m - (2m + 0.625e) + e_x$
	Individual end yielding, $\ell_{eff,cp} = \pi m + 2e_x$		Corner yielding away from the stiffener/flange (m_x large) $\ell_{eff,nc} = 2m + 0.625e + e_x$

Tipologia della piastra di base: 3

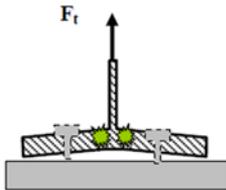
Coefficiente α (α compreso tra 4.45 e 8.00)	$\alpha =$	5.36
Coefficienti λ per la determinazione del fattore a di piastra nervata	$\lambda_1 =$	0.54
	$\lambda_2 =$	0.57
	$\lambda_{1,lim} =$	0.48
	$\lambda_{2,lim} =$	1.28
	$\lambda^*_1 =$	0.54
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc\ 3} =$	668.21 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc\ 4} =$	668.21 mm
	$L_{eff,min} =$	619.87 mm

Resistenza a flessione della piastra

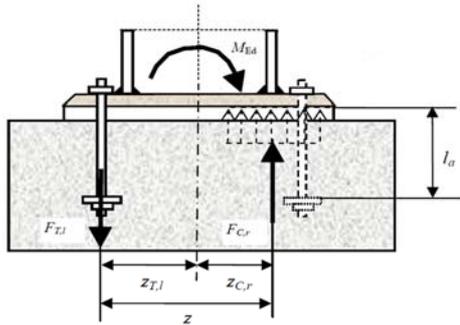
Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra	$L_{eff,min} =$	350.00 mm
Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto	$M_{pl,1,2,Rd} =$	14.32 kNm
Resistenza a trazione per flessione della piastra di base	$F_{T,1+2,Rd} =$	274.53 kN

Resistenza a trazione dei tirafondi

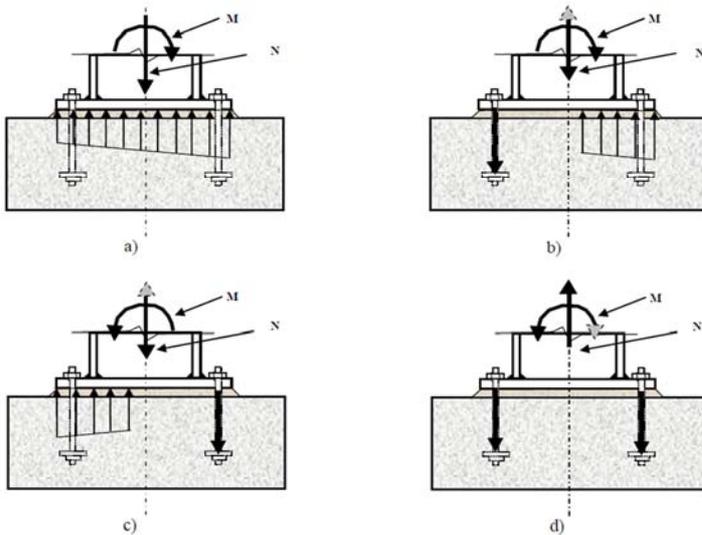
Numero dei tirafondi per ciascun lato	$n =$	3 -
Resistenza a trazione del singolo tirafondo	$F_{t,Rd} =$	102 kN
Resistenza per collasso dei tirafondi	$F_{T,3,Rd} =$	304.99 kN



Resistenza a trazione pura	$N_{T,Rd} = -2\min(F_{1,2}; F_3)$	$N_{T,Rd} =$	-549.07 kN
-----------------------------------	-----------------------------------	--------------------------------	-------------------

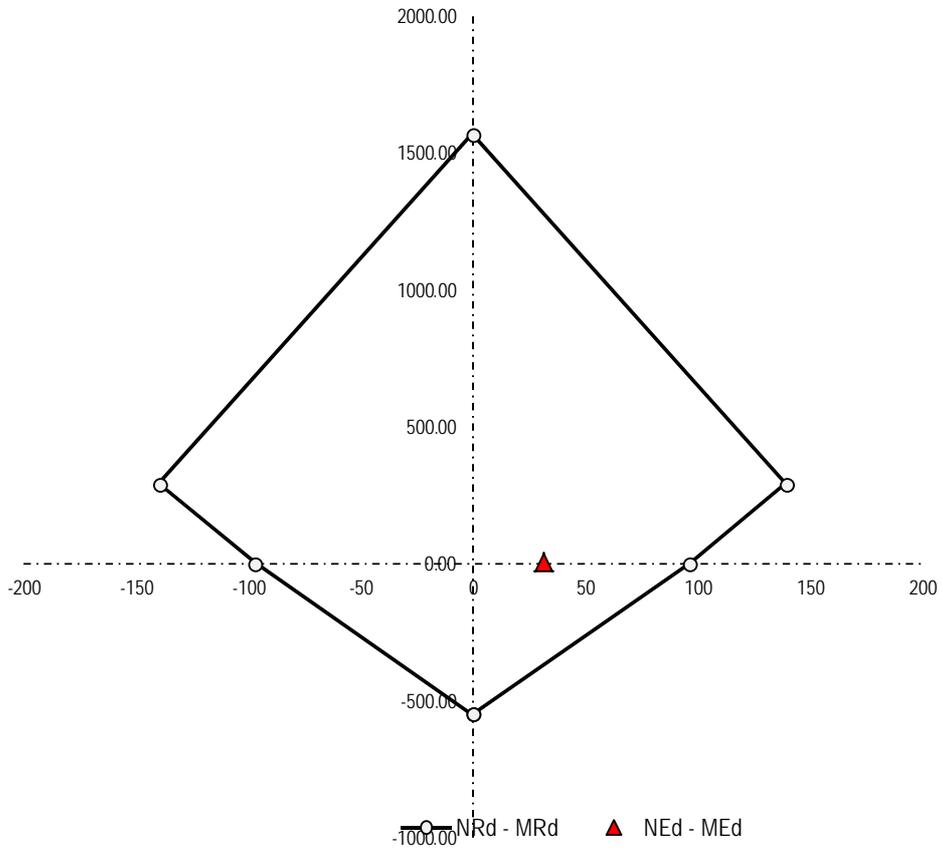
RESISTENZA A FLESSIONE PURA

Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna	$F_{C,Rd} =$	563.91 kN
Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi	$F_{T,Rd} =$	274.53 kN
	$F_{min,Rd} =$	274.53 kN
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione	$z =$	352.50 mm
Resistenza a flessione pura	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} z$	96.77 kNm

RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE

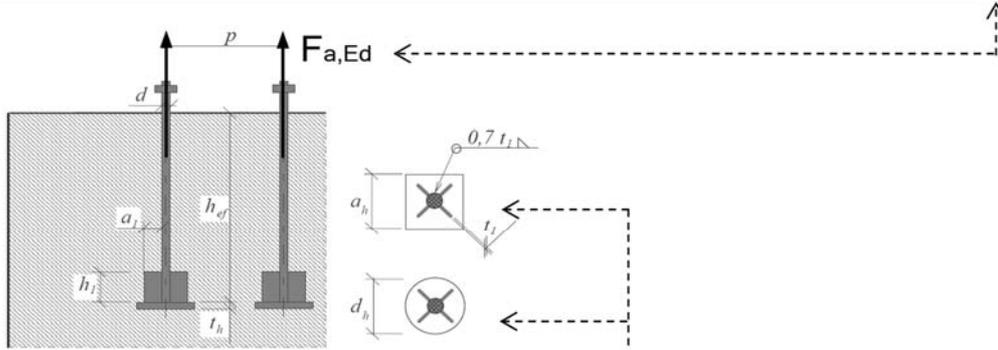
Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra	$z_C =$	147.50 mm
Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra	$z_T =$	205.00 mm
Resistenza assiale	$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$	289.38 kN
Resistenza a flessione	$M_{Rd} = F_{C,Rd}(z_C) - F_{T,Rd}(-z_T)$	139.46 kNm

Dominio di resistenza della Piastra di Base



RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Sollecitazione di progetto su ciascun sistema di ancoraggio

 $F_{a,Ed} = 91.51$ kN

Tipologia della rosetta di ancoraggio

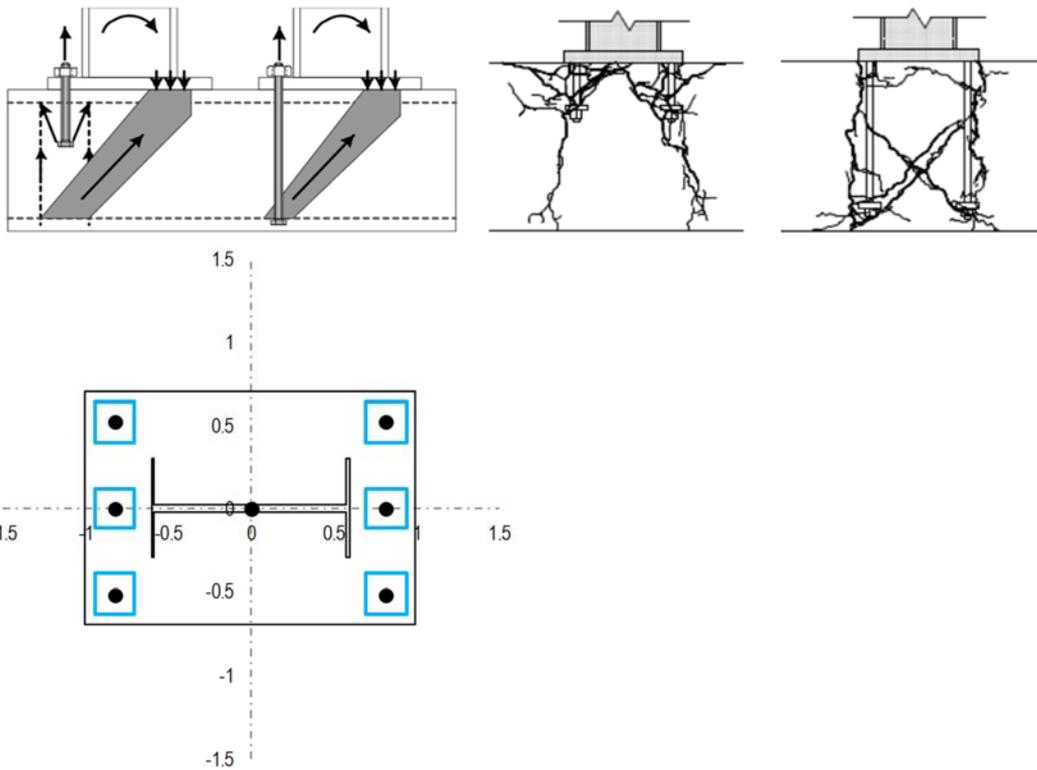
Lato o diametro della rosetta di ancoraggio

Altezza efficace del tirafondo o ancorante

Spessore della rosetta di ancoraggio

Area della sezione della testa dell'ancoraggio

Type =	C	-
a_h o d_h =	60.00	mm
h_{eff} =	400.00	mm
t_h =	20.00	mm
A_h =	2375.04	mm ²

altezza idonea**NOTA***La resistenza dell'ancoraggio è valutata in accordo con l'ANNESSO C relativo alla Norma ETAG 2010*

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo compresso	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo teso	$\gamma_1 =$	1.20 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il grado di sicurezza di installazione	$\gamma_2 =$	1.40 -
Coefficiente parziale di sicurezza per l'ancoraggio	$\gamma_{Mc} =$	2.52 -

Resistenza iniziale di un ancorante posto in calcestruzzo non fessurato	$N_{0,Rk,c} =$	315.49 kN
Distanza orizzontale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,min} =$	795.00 mm
Distanza verticale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,min} =$	620.00 mm
Distanza orizzontale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,max} =$	1205.00 mm
Distanza verticale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,max} =$	880.00 mm
Interasse necessario per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$s_{cr,N} =$	1200.00 mm
Distanza dal bordo per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$c_{cr,N} =$	600.00 mm
Area di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanze dai bordi	$A_{0,c,N} =$	1.44E+06 mm ²
Area effettiva di un ancorante singolo sulla superficie di calcestruzzo	$A_{c,N} =$	1.75E+06 mm ²
Rapporto tra l'area effettiva e l'area ideale del singolo ancorante	$A_N/A_{N0} =$	1.22 -
Fattore che tiene in conto degli effetti di bordo	$\Psi_{s,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'armatura	$\Psi_{re,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'eccentricità	$\Psi_{ec,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto della fessurazione del calcestruzzo	$\Psi_{ucr,N} =$	1.00 -

Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo	$N_{Rd,c} =$	50.77 kN
$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$		

Resistenza al fenomeno del pull - out	$N_{Rd,p} =$	169.65 kN
$N_{Rd,p} = (6 A_h R_{ck} \Psi_{ucr,N}) / \gamma_{Mc}$		

Verifica dell'ancoraggio	$\rho_{anchor} =$	✗ 1.80 -
---------------------------------	-------------------	----------

Si rende necessaria l'introduzione di apposita armatura per scongiurare l'effetto della rottura conica del cls

ARMATURA NECESSARIA PER L'ANCORAGGIO

Sollecitazione sull'armatura di ciascun ancoraggio	$\Delta F_{a,Ed} =$	40.74 kN
Resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura	$f_{yk} =$	450.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura	$\gamma_s =$	1.15 -
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30 MPa
Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo	$A_{s,min} =$	104.11 mm ²
Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione	$\phi =$	12.00 mm
Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio	$n_{f,min} =$	0.92 -
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio	$n_f =$	2.00 OK

Determinazione della lunghezza minima di ancoraggio

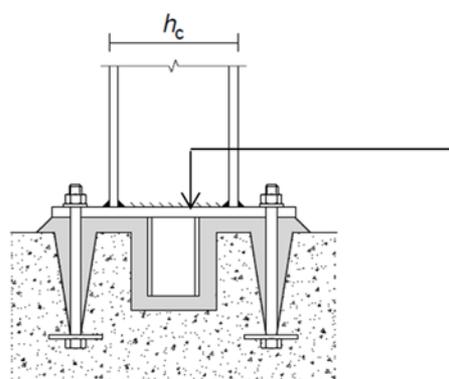
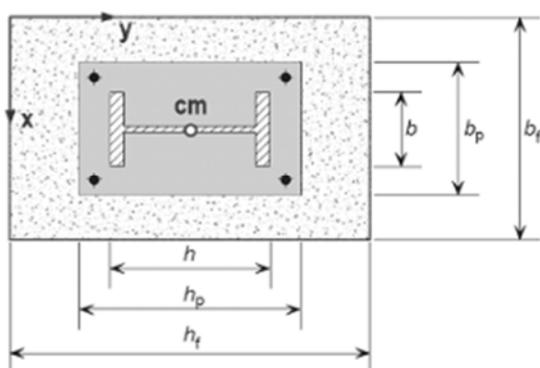
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1.20 MPa
Coefficiente legato alla condizione di aderenza	$\eta_1 =$	0.70 -
Coefficiente legato al diametro della barra	$\eta_2 =$	1.00 -
Valore di progetto della tensione di aderenza	$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$	1.89 MPa
Tensione nella barra	$\sigma_{sd} =$	180.10 MPa
Lunghezza di ancoraggio minima per ancorare la barra	$l_{b,rqd} =$	286.60 mm

10.3.2 MONOPALI TIPO "B"

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993-1-8 (EC3)

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	30.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	25.00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	-
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} =$	14.17 MPa
Altezza della fondazione	$h_f =$	3.00	m
Larghezza della fondazione	$b_f =$	1.50	m
Spessore della fondazione	$d_f =$	0.60	m



Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275.00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430.00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1.05	-
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	300.00	mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	150.00	mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	10.00	mm
Spessore delle ali	$t_{fc} =$	5.00	mm
Raggio di curvatura	$r_c =$	5.00	mm

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y,c,rid} =$	275.00	MPa
	$f_{u,c,rid} =$	430.00	MPa

								Altezze di gola saldature	
h_w	d_w	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	$a_{w,w}$	$a_{w,f}$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]
290.00	280.00	4421.46	5.341E+07	3.560E+05	4.346E+05	109.90	3021.46	5.00	2.50

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base

$f_{y, bp} = 275.00 \text{ MPa}$

Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base

$f_{u, bp} = 430.00 \text{ MPa}$

Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi

$f_{ub} = 400.00 \text{ MPa}$

Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature

$\gamma_{M2} = 1.25$

Altezza della piastra di base

$h_{bp} = 500.00 \text{ mm}$

Larghezza della piastra di base

$b_{bp} = 350.00 \text{ mm}$

Spessore della piastra di base

$t_{bp} = 25.00 \text{ mm}$

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y, bp, rid} = 275.00 \text{ MPa}$
	$f_{u, bp, rid} = 430.00 \text{ MPa}$

Diametro del bullone

$d = 24.00 \text{ mm}$

Area della porzione filettata del gambo

$A_s = 353.00 \text{ mm}^2$

Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base

$n = 3$

Distanza verticale dal bordo della piastra

$e_v = 45.00 \text{ mm}$

Distanza orizzontale dal bordo della piastra

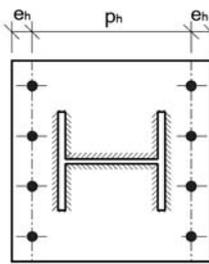
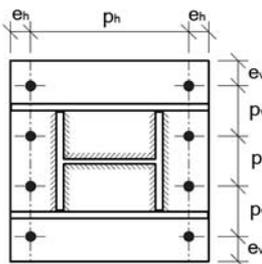
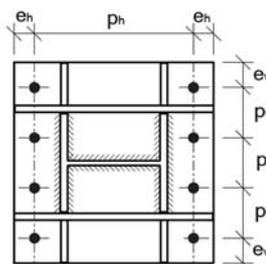
$e_h = 45.00 \text{ mm}$

Passo verticale

$p_v = 130.00 \text{ mm}$

Passo orizzontale

$p_h = 410.00 \text{ mm}$

**Tipo 1****Tipo 2****Tipo 3**

Tipologia della piastra di base

1*Piastra di base priva di irrigidimenti*

Spessore degli irrigidimenti longitudinali

$t_{L,s} = 0.00 \text{ mm}$

Spessore degli irrigidimenti trasversali

$t_{T,s} \geq t_{T,c} \rightarrow t_{T,s} = 0.00 \text{ mm}$

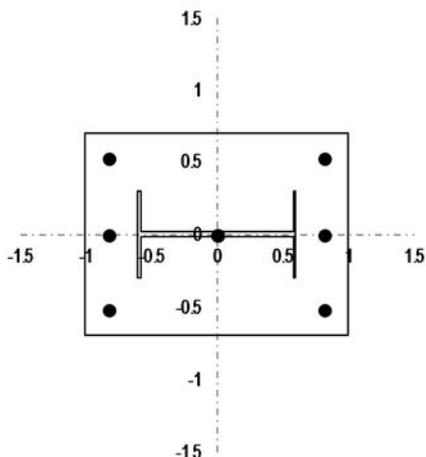
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti longitudinali

$a_{w,Ls} = 0.00 \text{ mm}$

Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti trasversali

$a_{w,Ts} = 0.00 \text{ mm}$

$d_0 = 26.00 \text{ mm}$



Verifica dei parametri geometrici		
$e_{v,lim}$	31.2	140.00 mm
$e_{h,lim}$	31.2	140.00 mm
$p_{v,lim}$	57.2	200.00 mm
e_v	OK	OK
e_h	OK	OK
p_v	OK	OK

RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA

Spessore minimo della malta di allettamento

$h_{g,min} = 50.00$ mm

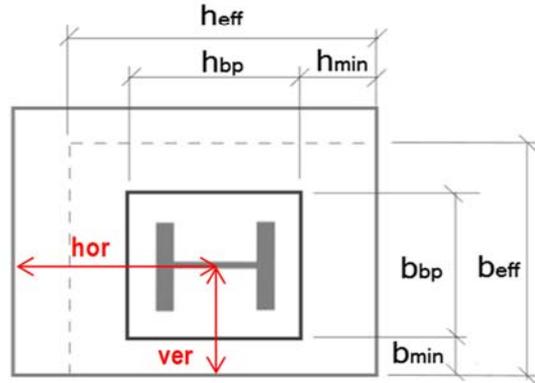
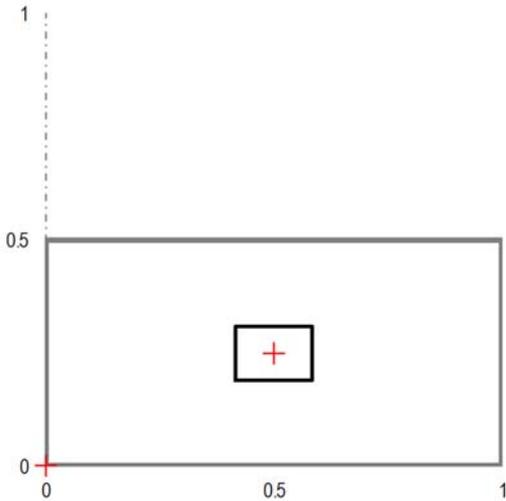
Resistenza minima della malta di allettamento

$f_{g,min} = (0.2f_{cd} ; f_{cd})$ $f_{g,min} = 2.83$ MPa

Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

hor = 1.50 m

ver = 0.75 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

$h_{min} = 1.25$ m

Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

$b_{min} = 0.58$ m

Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente

$\alpha = 2.20$

Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$\alpha_{UTENTE} = 2.20$

$\beta_j = 0.67$

Resistenza di calcolo della fondazione

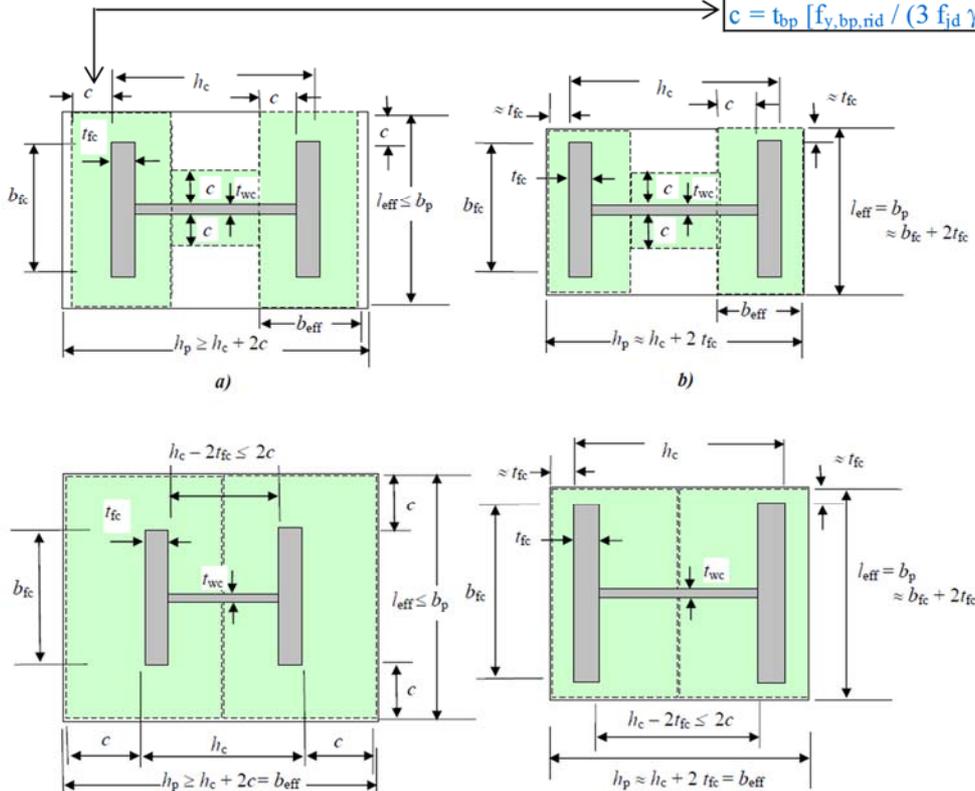
$f_{jd} = \beta_j \alpha_{UTENTE} f_{cd}$

$f_{jd} = 20.78$ MPa

Larghezza di contatto

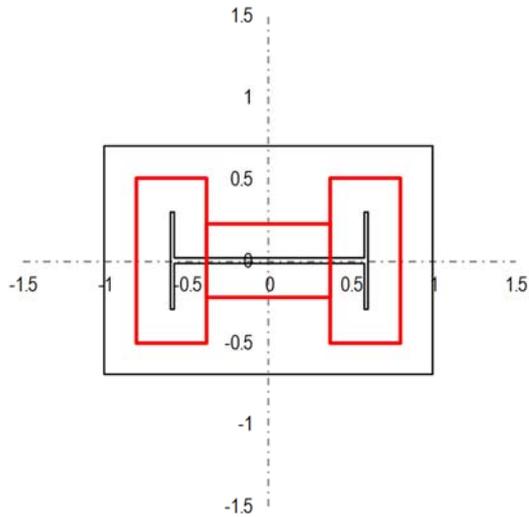
$c = 51.25$ mm

$c = t_{bp} [f_{y,bp,rid} / (3 f_{jd} \gamma_{M0})]^{0.5}$

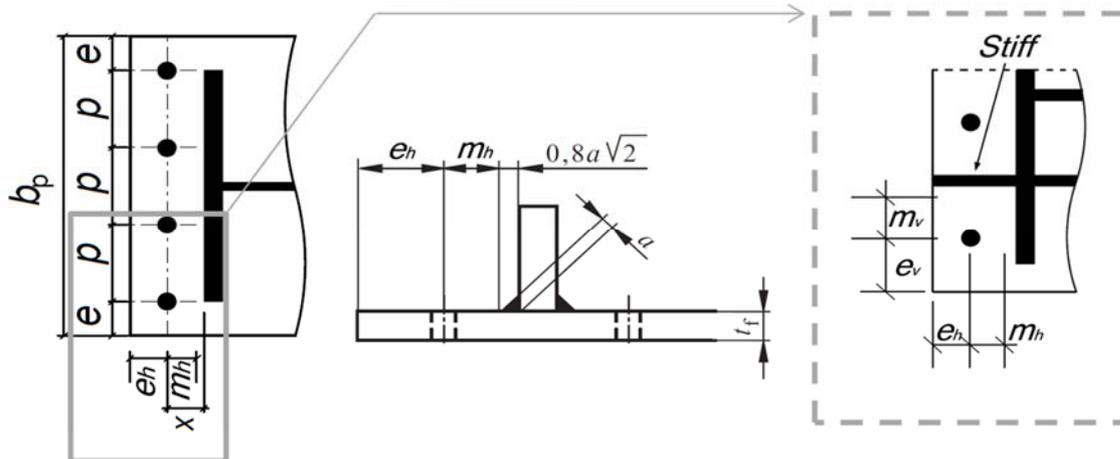


Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna	$L_{\text{eff},f} =$	252.49 mm
	$B_{\text{eff},f,\text{ext}} =$	51.25 mm
	$B_{\text{eff},f,\text{int}} =$	51.25 mm
	$A_{\text{eff},T,f} =$	2.71E+04 mm ²

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna	$L_{\text{eff},w} =$	112.49 mm
	$B_{\text{eff},w} =$	187.51 mm
	$A_{\text{eff},T,w} =$	2.11E+04 mm ²



Area complessiva resistente a compressione		$A_{\text{eff}} =$	7.54E+04 mm ²
Resistenza a compressione pura	$N_{C,Rd} = A_{\text{eff}} f_{jd}$	$N_{C,Rd} =$	1566.09 kN

RESISTENZA A TRAZIONE PURA

Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_h =$	45.00 mm
Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna	$x_h =$	55.00 mm
	$m_h =$	52.17 mm
Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_v = e$	45.00 mm
Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale	$x_v =$	55.00 mm
	$m_v =$	55.00 mm
Passo verticale tra i tirafondi	$p_v = p$	130.00 mm

Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base

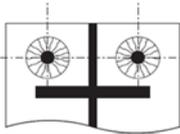
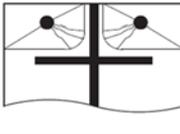
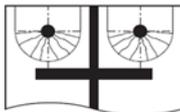
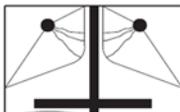
Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m_x$		Double curvature $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + w$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{w}{2}$

Tipologia della piastra di base: 1

Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	$n =$	3
<i>Percorso di snervamento circolare</i>	$L_{eff,cp_1} =$	983.41 mm
<i>Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,cp_2} =$	761.71 mm
<i>Percorso di snervamento circolare di gruppo</i>	$L_{eff,cp_3} =$	847.80 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura</i>	$L_{eff,nc_1} =$	350.00 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,nc_2} =$	794.81 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo</i>	$L_{eff,nc_3} =$	619.87 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare di gruppo</i>	$L_{eff,nc_4} =$	524.94 mm
	$L_{eff,min} =$	350.00 mm

Tipologia della piastra di base: 2

Numero di tirafondi d'angolo	$n_{comer} =$	2
Numero di tirafondi ubicati tra gli irrigidimenti	$n_{int} =$	1
<i>Percorso di snervamento circolare</i>	$L_{eff,cp_1} =$	983.41 mm
<i>Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,cp_2} =$	761.71 mm
<i>Percorso di snervamento circolare di gruppo</i>	$L_{eff,cp_3} =$	983.41 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,nc_1} =$	794.81 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo</i>	$L_{eff,nc_2} =$	619.87 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare di gruppo</i>	$L_{eff,nc_3} =$	631.19 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare di gruppo</i>	$L_{eff,nc_4} =$	631.19 mm
	$L_{eff,min} =$	619.87 mm

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = \alpha m - (2m + 0.625e) + e_x$
	Individual end yielding, $\ell_{eff,cp} = \pi m + 2e_x$		Corner yielding away from the stiffener/flange (m_x large) $\ell_{eff,nc} = 2m + 0.625e + e_x$

Tipologia della piastra di base: 3Coefficiente α (α compreso tra 4.45 e 8.00) $\alpha = 5.36$ Coefficienti λ per la determinazione del fattore a di piastra nervata $\lambda_1 = 0.54$

$$\lambda_{1,lim} = \frac{1.25}{(\alpha - 2.75)} \quad \lambda_1^* = \lambda_{1,lim} + (1 - \lambda_{1,lim}) \left(\frac{\lambda_{2,lim} - \lambda_2}{\lambda_{2,lim}} \right)^{0.185\alpha^{1.785}}$$

 $\lambda_2 = 0.57$ $\lambda_{1,lim} = 0.48$

$$\lambda_{2,lim} = \frac{\alpha \lambda_{1,lim}}{2}$$

 $\lambda_{2,lim} = 1.28$ $\lambda_1^* = 0.54$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

 $L_{eff,nc,3} = 668.21$ mm

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

 $L_{eff,nc,4} = 668.21$ mm $L_{eff,min} = 619.87$ mm**Resistenza a flessione della piastra**

Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra

 $L_{eff,min} = 350.00$ mm

Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto

 $M_{pl,1,2,Rd} = 14.32$ kNm

Resistenza a trazione per flessione della piastra di base

 $F_{T,1+2,Rd} = 274.53$ kN**Resistenza a trazione dei tirafondi**

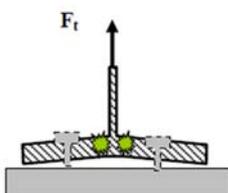
Numero dei tirafondi per ciascun lato

 $n = 3$

Resistenza a trazione del singolo tirafondo

 $F_{t,Rd} = 102$ kN

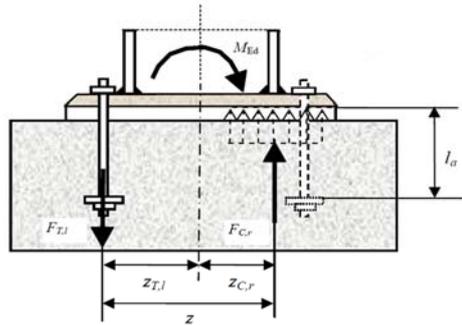
Resistenza per collasso dei tirafondi

 $F_{T,3,Rd} = 304.99$ kN

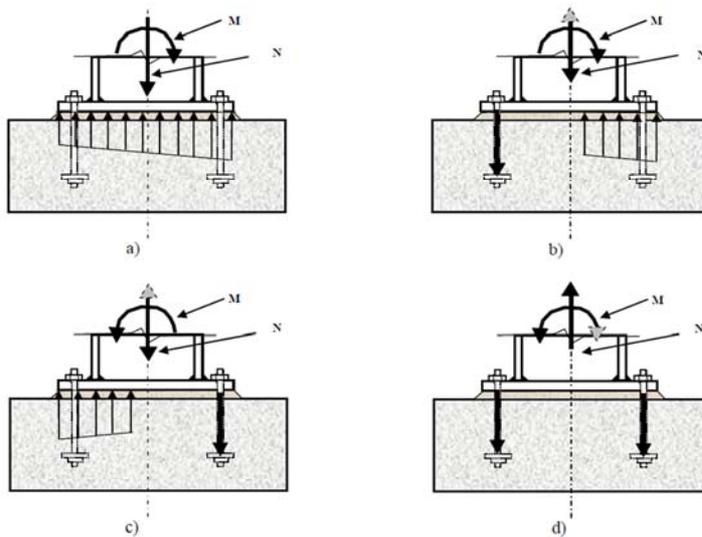
Resistenza a trazione pura

$$N_{T,Rd} = -2\min(F_{1,2}; F_3)$$

 $N_{T,Rd} = -549.07$ kN

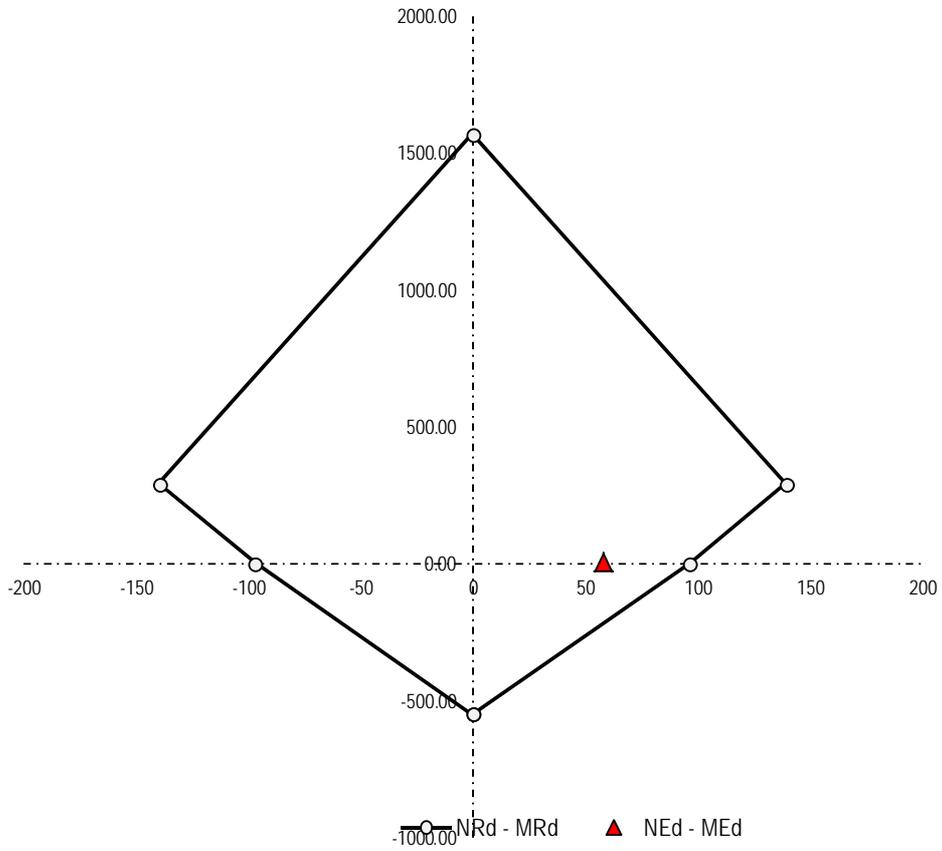
RESISTENZA A FLESSIONE PURA

Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna	$F_{C,Rd} =$	563.91 kN
Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi	$F_{T,Rd} =$	274.53 kN
	$F_{min,Rd} =$	274.53 kN
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione	$z =$	352.50 mm
Resistenza a flessione pura	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} z$	$M_{0,Rd} = 96.77$ kNm

RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE

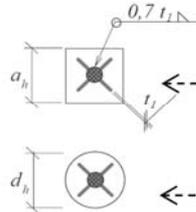
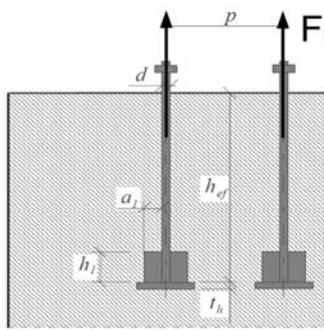
Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra	$z_C =$	147.50 mm
Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra	$z_T =$	205.00 mm
Resistenza assiale	$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$	$N_{Rd} = 289.38$ kN
Resistenza a flessione	$M_{Rd} = F_{C,Rd}(z_C) - F_{T,Rd}(-z_T)$	$M_{Rd} = 139.46$ kNm

Dominio di resistenza della Piastra di Base



RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Sollecitazione di progetto su ciascun sistema di ancoraggio

 $F_{a,Ed} = 91.51 \text{ kN}$ 

Tipologia della rosetta di ancoraggio

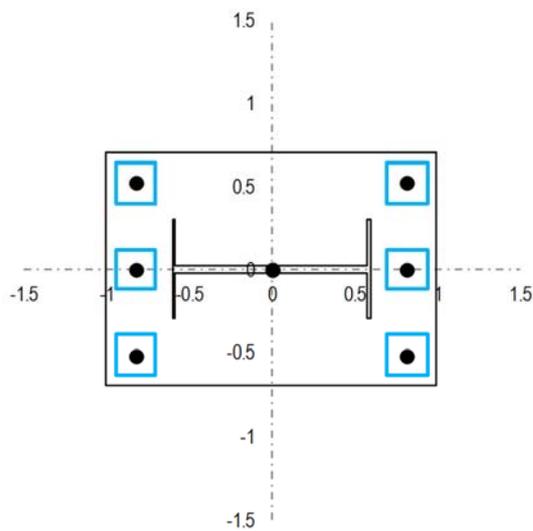
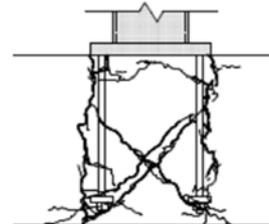
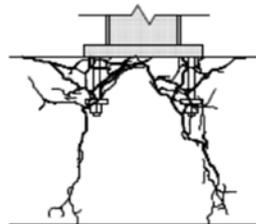
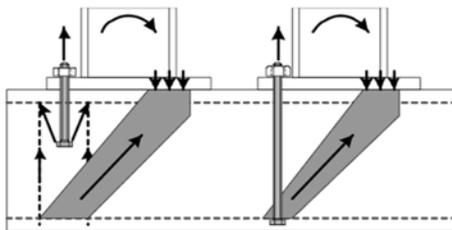
Lato o diametro della rosetta di ancoraggio

Altezza efficace del tirafondo o ancorante

Spessore della rosetta di ancoraggio

Area della sezione della testa dell'ancoraggio

Type =	C	-
a_h o d_h =	60.00	mm
h_{eff} =	400.00	mm
t_h =	20.00	mm
A_h =	2375.04	mm ²

altezza idonea**NOTA***La resistenza dell'ancoraggio è valutata in accordo con l'ANNESSO C relativo alla Norma ETAG 2010*

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo compresso	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo teso	$\gamma_t =$	1.20 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il grado di sicurezza di installazione	$\gamma_2 =$	1.40 -
Coefficiente parziale di sicurezza per l'ancoraggio	$\gamma_{Mc} =$	2.52 -

Resistenza iniziale di un ancorante posto in calcestruzzo non fessurato	$N_{0,Rk,c} =$	315.49 kN
Distanza orizzontale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,min} =$	1295.00 mm
Distanza verticale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,min} =$	620.00 mm
Distanza orizzontale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,max} =$	1705.00 mm
Distanza verticale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,max} =$	880.00 mm
Interasse necessario per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$s_{cr,N} =$	1200.00 mm
Distanza dal bordo per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$c_{cr,N} =$	600.00 mm
Area di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanze dai bordi	$A_{0,c,N} =$	1.44E+06 mm ²
Area effettiva di un ancorante singolo sulla superficie di calcestruzzo	$A_{c,N} =$	1.75E+06 mm ²
Rapporto tra l'area effettiva e l'area ideale del singolo ancorante	$A_N/A_{N0} =$	1.22 -
Fattore che tiene in conto degli effetti di bordo	$\Psi_{s,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'armatura	$\Psi_{re,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'eccentricità	$\Psi_{ec,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto della fessurazione del calcestruzzo	$\Psi_{ucr,N} =$	1.00 -

Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo $N_{Rd,c} = 50.77$ kN

$$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$$

Resistenza al fenomeno del pull - out $N_{Rd,p} = 169.65$ kN

$$N_{Rd,p} = (6 A_h R_{ck} \Psi_{ucr,N}) / \gamma_{Mc}$$

Verifica dell'ancoraggio $\rho_{anchor} = \times 1.80$ -

Si rende necessaria l'introduzione di apposita armatura per scongiurare l'effetto della rottura conica del cls

ARMATURA NECESSARIA PER L'ANCORAGGIO

Sollecitazione sull'armatura di ciascun ancoraggio	$\Delta F_{a,Ed} =$	40.74 kN
Resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura	$f_{yk} =$	450.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura	$\gamma_s =$	1.15 -
Resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$f_{yd} =$	391.30 MPa
Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo	$A_{s,min} =$	104.11 mm ²
Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione	$\phi =$	12.00 mm
Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio	$n_{f,min} =$	0.92 -
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio	$n_f =$	2.00 OK

Determinazione della lunghezza minima di ancoraggio

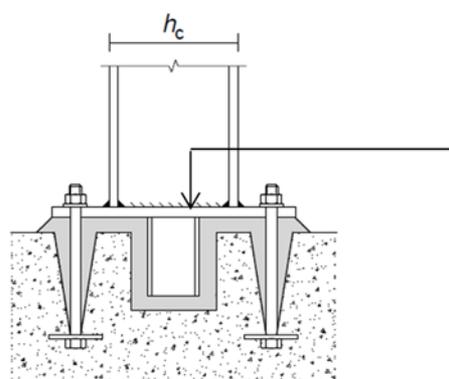
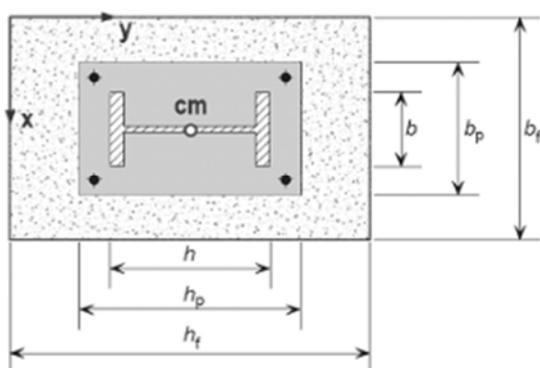
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1.20 MPa
Coefficiente legato alla condizione di aderenza	$\eta_1 =$	0.70 -
Coefficiente legato al diametro della barra	$\eta_2 =$	1.00 -
Valore di progetto della tensione di aderenza $f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$	$f_{bd} =$	1.89 MPa
Tensione nella barra	$\sigma_{sd} =$	180.10 MPa
Lunghezza di ancoraggio minima per ancorare la barra	$l_{b,rqd} =$	286.60 mm

10.3.3 MONOPALI TIPO "C"

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993-1-8 (EC3)

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	30.00 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	25.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85 -
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} = 14.17$ MPa
Altezza della fondazione	$h_f =$	3.00 m
Larghezza della fondazione	$b_f =$	1.50 m
Spessore della fondazione	$d_f =$	0.80 m



Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275.00 MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1.05 -
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	300.00 mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	150.00 mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	10.00 mm
Spessore delle ali	$t_{fc} =$	5.00 mm
Raggio di curvatura	$r_c =$	5.00 mm

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y,c,rid} =$	275.00 MPa
	$f_{u,c,rid} =$	430.00 MPa

								Altezze di gola saldature	
h_w	d_w	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	$a_{w,w}$	$a_{w,f}$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]
290.00	280.00	4421.46	5.341E+07	3.560E+05	4.346E+05	109.90	3021.46	5.00	2.50

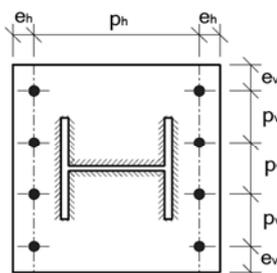
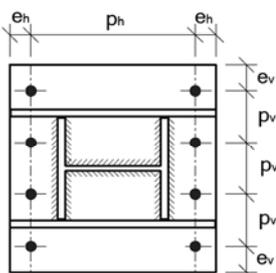
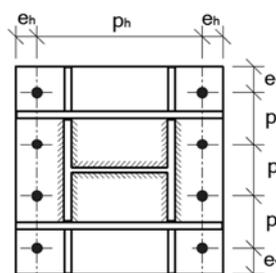
Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base	$f_{y, bp} =$ 275.00 MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base	$f_{u, bp} =$ 430.00 MPa
Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi	$f_{ub} =$ 400.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature	$\gamma_{M2} =$ 1.25 -

Altezza della piastra di base	$h_{bp} =$ 500.00 mm
Larghezza della piastra di base	$b_{bp} =$ 350.00 mm
Spessore della piastra di base	$t_{bp} =$ 25.00 mm

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y, bp, rid} =$ 275.00 MPa
	$f_{u, bp, rid} =$ 430.00 MPa

Diametro del bullone	$d =$ 24.00 mm
Area della porzione filettata del gambo	$A_s =$ 353.00 mm ²
Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base	$n =$ 4 -
Distanza verticale dal bordo della piastra	$c_v =$ 45.00 mm
Distanza orizzontale dal bordo della piastra	$c_h =$ 45.00 mm
Passo verticale	$p_v =$ 86.67 mm
Passo orizzontale	$p_h =$ 410.00 mm

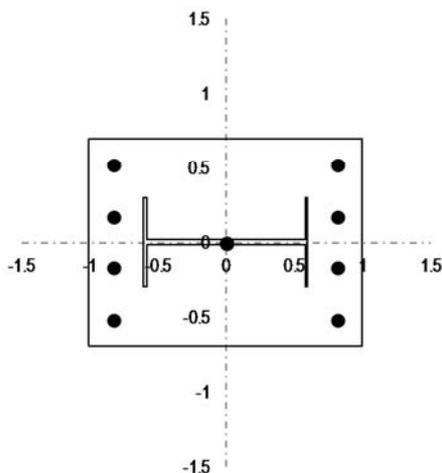
**Tipo 1****Tipo 2****Tipo 3**

Tipologia della piastra di base

1

Piastra di base priva di irrigidimenti

Spessore degli irrigidimenti longitudinali	$t_{r,s} =$ 0.00 mm
Spessore degli irrigidimenti trasversali	$t_{T,s} =$ 0.00 mm
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti longitudinali	$a_{w, Ls} =$ 0.00 mm
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti trasversali	$a_{w, Ts} =$ 0.00 mm
	$d_0 =$ 26.00 mm

 $t_{T,s} > t_{r,c} \longrightarrow$ 

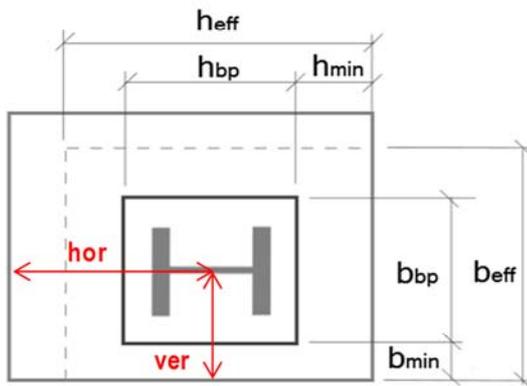
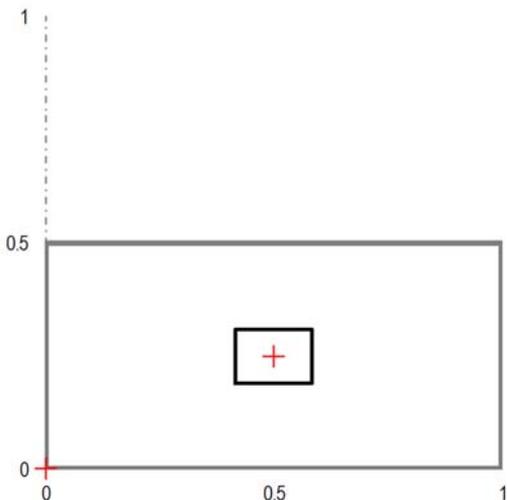
Verifica dei parametri geometrici		
$c_{v, lim}$	31.2	140.00 mm
$c_{h, lim}$	31.2	140.00 mm
$p_{v, lim}$	57.2	200.00 mm

c_v	OK	OK	-
c_h	OK	OK	-
p_v	OK	OK	-

RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA

Spessore minimo della malta di allettamento
 Resistenza minima della malta di allettamento
 Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

$f_{g,min} = (0.2f_{cd} ; f_{cd})$	$f_{g,min} =$	2.83 MPa
	$h_{g,min} =$	50.00 mm
	hor =	1.50 m
	ver =	0.75 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione
 Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione
 Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente
 Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$h_{min} =$	1.25 m
$b_{min} =$	0.58 m
$\alpha =$	2.60
$\alpha_{UTENTE} =$	2.60
$\beta_j =$	0.67

Resistenza di calcolo della fondazione

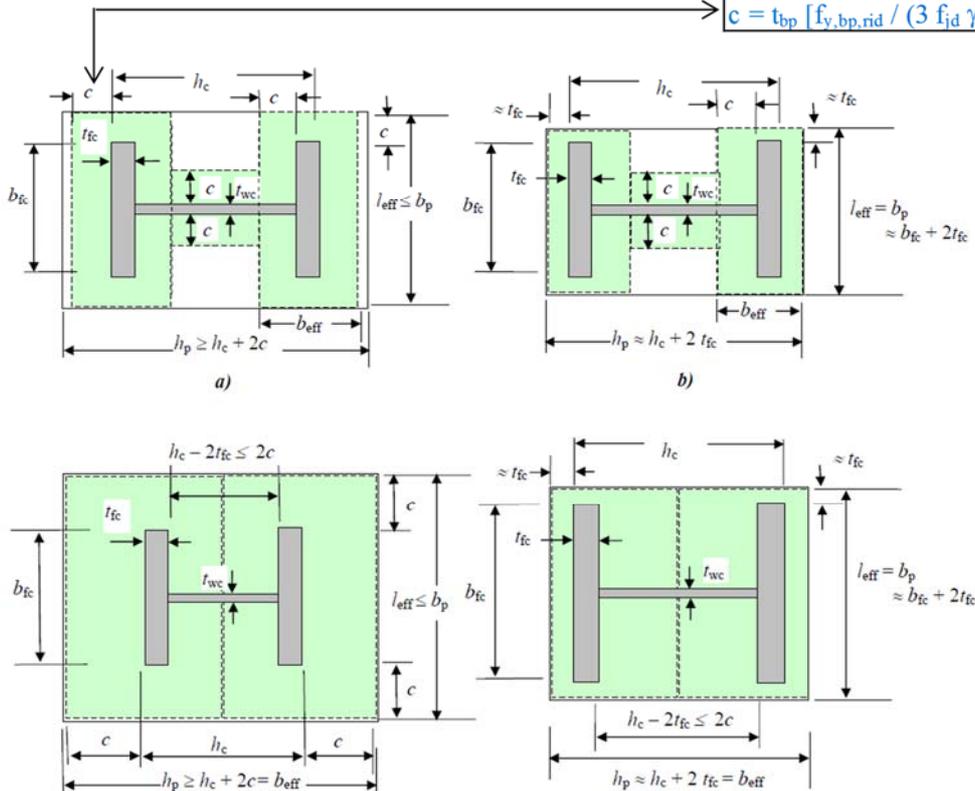
$f_{jd} = \beta_j \alpha_{UTENTE} f_{cd}$

$f_{jd} =$	24.56 MPa
------------	-----------

Larghezza di contatto

$c =$	47.14 mm
-------	----------

$c = t_{bp} [f_{y,bp,rid} / (3 f_{jd} \gamma_{M0})]^{0.5}$



Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna

$L_{eff,T,f} =$	244.28 mm
-----------------	-----------

$B_{eff,T,f,ext} =$	47.14 mm
---------------------	----------

$B_{eff,T,f,int} =$	47.14 mm
---------------------	----------

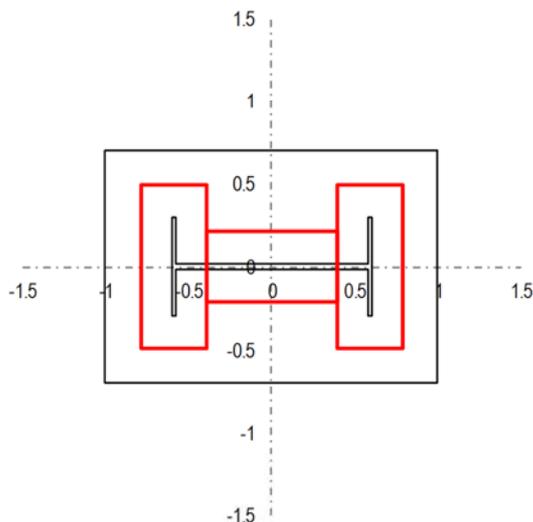
$A_{eff,T,f} =$	2.43E+04 mm ²
-----------------	---------------------------------

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna

$L_{eff,T,w} =$	104.28 mm
-----------------	-----------

$B_{eff,T,w} =$	195.72 mm
-----------------	-----------

$A_{eff,T,w} =$	2.04E+04 mm ²
-----------------	---------------------------------



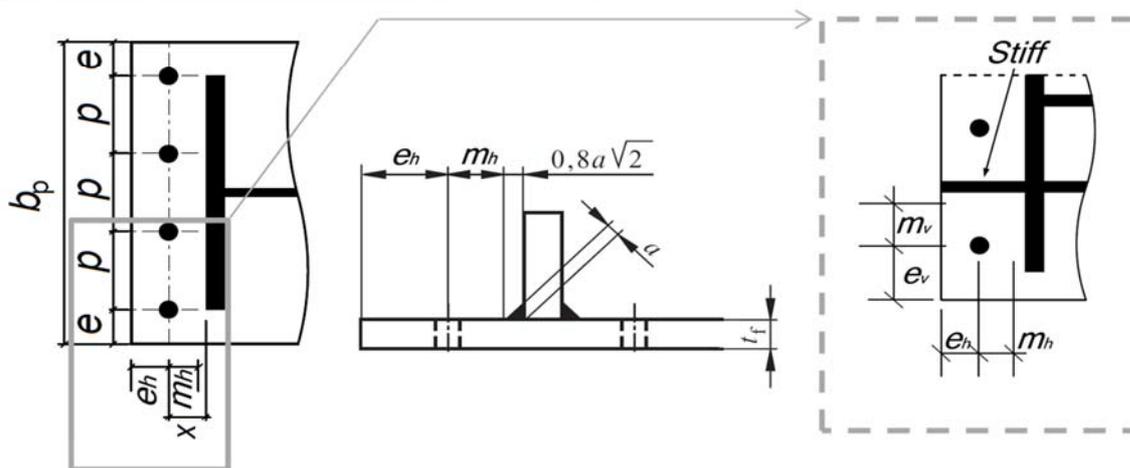
Area complessiva resistente a compressione

$A_{eff} =$	6.89E+04 mm ²
-------------	---------------------------------

Resistenza a compressione pura

$$N_{C,Rd} = A_{eff} f_{jd}$$

$N_{C,Rd} =$	1692.16 kN
--------------	-------------------

RESISTENZA A TRAZIONE PURA

Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo

$e_h =$	45.00 mm
---------	----------

Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna

$x_h =$	55.00 mm
---------	----------

$m_h =$	52.17 mm
---------	----------

Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo

$e_v = e$	45.00 mm
-----------	----------

Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale

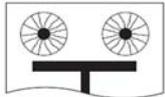
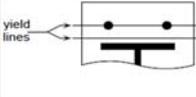
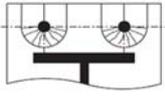
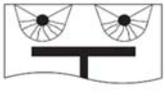
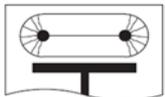
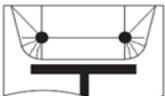
$x_v =$	55.00 mm
---------	----------

$m_v =$	55.00 mm
---------	----------

Passo verticale tra i tirafondi

$p_v = p$	86.67 mm
-----------	----------

Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base

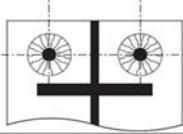
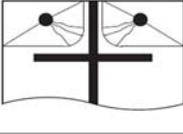
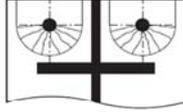
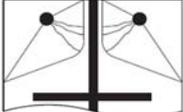
Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m_x$		Double curvature $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + w$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{w}{2}$

Tipologia della piastra di base: 1

Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	$n =$	4
<i>Percorso di snervamento circolare</i>	$L_{eff,cp_1} =$	1311.21 mm
<i>Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,cp_2} =$	1015.61 mm
<i>Percorso di snervamento circolare di gruppo</i>	$L_{eff,cp_3} =$	847.80 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura</i>	$L_{eff,nc_1} =$	350.00 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,nc_2} =$	1059.75 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo</i>	$L_{eff,nc_3} =$	884.81 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare di gruppo</i>	$L_{eff,nc_4} =$	524.94 mm
	$L_{eff,min} =$	350.00 mm

Tipologia della piastra di base: 2

Numero di tirafondi d'angolo	$n_{comer} =$	2
Numero di tirafondi ubicati tra gli irrigidimenti	$n_{int} =$	2
<i>Percorso di snervamento circolare</i>	$L_{eff,cp_1} =$	1311.21 mm
<i>Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,cp_2} =$	1015.61 mm
<i>Percorso di snervamento circolare di gruppo</i>	$L_{eff,cp_3} =$	1156.74 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,nc_1} =$	1059.75 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo</i>	$L_{eff,nc_2} =$	884.81 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare di gruppo</i>	$L_{eff,nc_3} =$	896.12 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare di gruppo</i>	$L_{eff,nc_4} =$	717.85 mm
	$L_{eff,min} =$	717.85 mm

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{\text{eff,cp}} = 2\pi m$		Corner yielding $\ell_{\text{eff,nc}} = \alpha m - (2m + 0.625e) + e_x$
	Individual end yielding, $\ell_{\text{eff,cp}} = \pi m + 2e_x$		Corner yielding away from the stiffener/flange (m_x large) $\ell_{\text{eff,nc}} = 2m + 0.625e + e_x$

Tipologia della piastra di base: 3Coefficiente α (α compreso tra 4.45 e 8.00)

$\alpha = 5.36$

Coefficients λ per la determinazione del fattore a di piastra nervata

$\lambda_1 = 0.54$

$$\lambda_{1,\text{lim}} = \frac{1.25}{(\alpha - 2.75)} \quad \lambda_1^* = \lambda_{1,\text{lim}} + (1 - \lambda_{1,\text{lim}}) \left(\frac{\lambda_{2,\text{lim}} - \lambda_1}{\lambda_{2,\text{lim}}} \right)^{0.185\alpha^{1.785}}$$

$\lambda_2 = 0.57$

$\lambda_{1,\text{lim}} = 0.48$

$$\lambda_{2,\text{lim}} = \frac{\alpha \lambda_{1,\text{lim}}}{2}$$

$\lambda_{2,\text{lim}} = 1.28$

$\lambda_1^* = 0.54$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$L_{\text{eff,nc } 3} = 933.15 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$L_{\text{eff,nc } 4} = 754.88 \text{ mm}$

$L_{\text{eff,min}} = 754.88 \text{ mm}$

Resistenza a flessione della piastra

Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra

$L_{\text{eff,min}} = 350.00 \text{ mm}$

Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto

$M_{\text{pl},1,2,\text{Rd}} = 14.32 \text{ kNm}$

Resistenza a trazione per flessione della piastra di base

$F_{\text{T},1+2,\text{Rd}} = 274.53 \text{ kN}$

Resistenza a trazione dei tirafondi

Numero dei tirafondi per ciascun lato

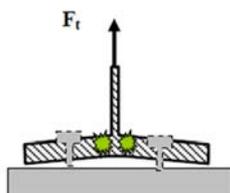
$n = 4$

Resistenza a trazione del singolo tirafondo

$F_{\text{t,Rd}} = 102 \text{ kN}$

Resistenza per collasso dei tirafondi

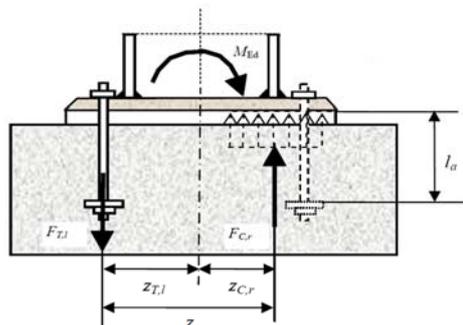
$F_{\text{T},3,\text{Rd}} = 406.66 \text{ kN}$



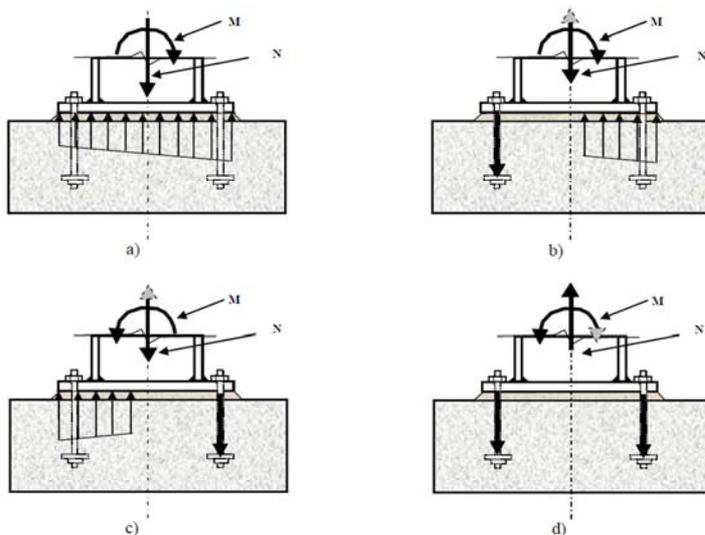
Resistenza a trazione pura

$N_{\text{T,Rd}} = -2\min(F_{1,2}; F_3)$

$N_{\text{T,Rd}} = -549.07 \text{ kN}$

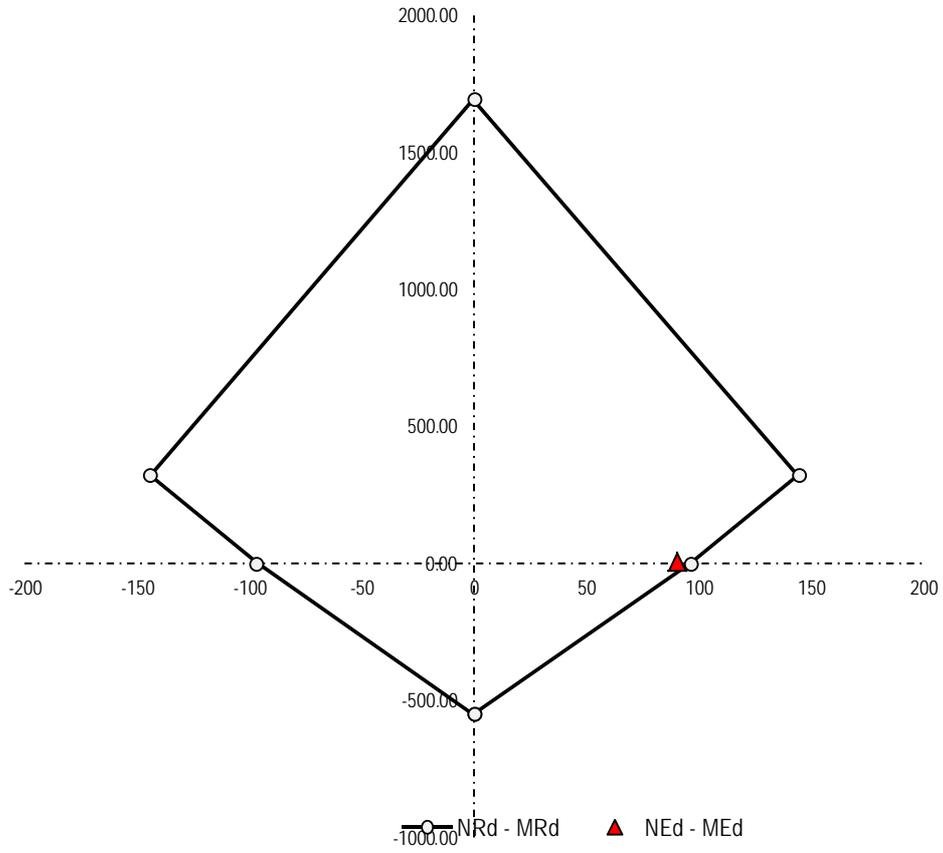
RESISTENZA A FLESSIONE PURA

Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna	$F_{C,Rd} =$	595.50 kN
Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi	$F_{T,Rd} =$	274.53 kN
	$F_{min,Rd} =$	274.53 kN
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione	$z =$	352.50 mm
Resistenza a flessione pura	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} z$	$M_{0,Rd} = 96.77$ kNm

RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE

Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra	$z_C =$	147.50 mm
Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra	$z_T =$	205.00 mm
Resistenza assiale	$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$	$N_{Rd} = 320.96$ kN
Resistenza a flessione	$M_{Rd} = F_{C,Rd}(z_C) - F_{T,Rd}(-z_T)$	$M_{Rd} = 144.12$ kNm

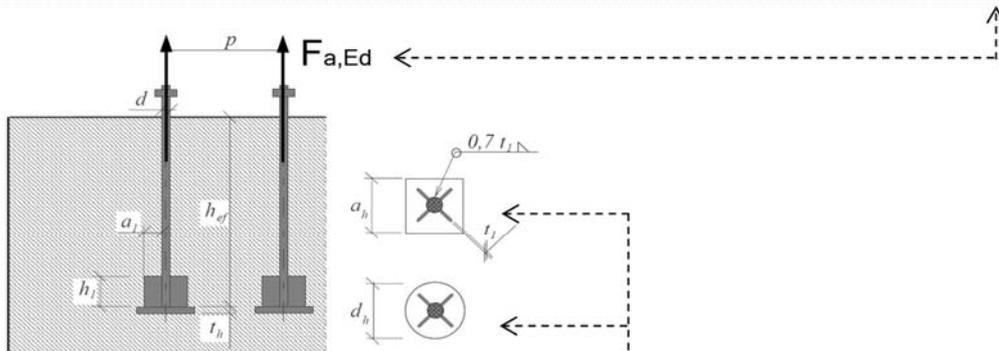
Dominio di resistenza della Piastra di Base



RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

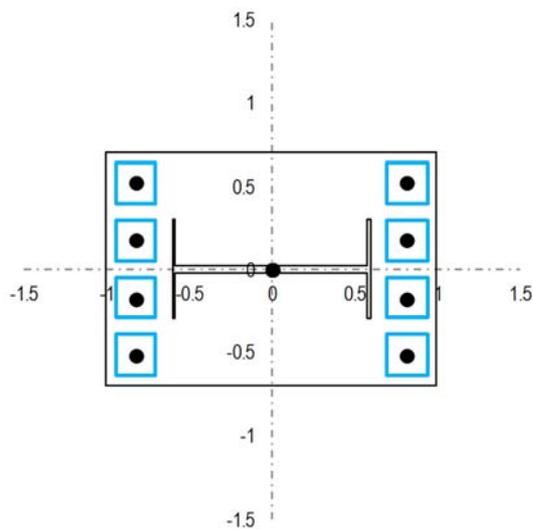
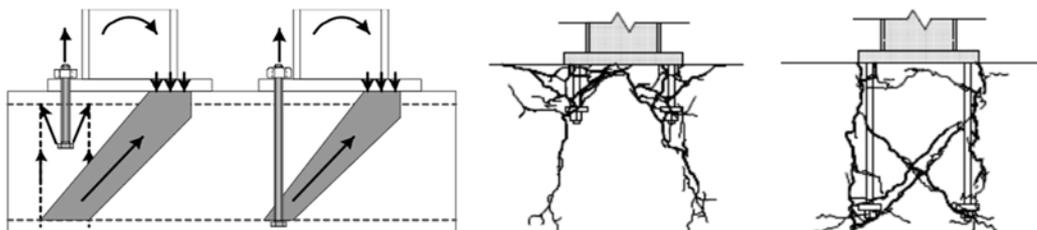
Sollecitazione di progetto su ciascun sistema di ancoraggio

$F_{a,Ed} = 68.63 \text{ kN}$



- Tipologia della rosetta di ancoraggio
- Lato o diametro della rosetta di ancoraggio
- Altezza efficace del tirafondo o ancorante
- Spessore della rosetta di ancoraggio
- Area della sezione della testa dell'ancoraggio

Type =	C
a_h o $d_h =$	60.00 mm
<i>altezza idonea</i> $h_{eff} =$	700.00 mm
$t_h =$	20.00 mm
$A_h =$	2375.04 mm ²



NOTA

La resistenza dell'ancoraggio è valutata in accordo con l'ANNESSO C relativo alla Norma ETAG 2010

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo compresso	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo teso	$\gamma_1 =$	1.20 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il grado di sicurezza di installazione	$\gamma_2 =$	1.40 -
Coefficiente parziale di sicurezza per l'ancoraggio	$\gamma_{Mc} =$	2.52 -

Resistenza iniziale di un ancorante posto in calcestruzzo non fessurato	$N_{0,Rk,c} =$	730.37 kN
Distanza orizzontale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,min} =$	1295.00 mm
Distanza verticale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,min} =$	620.00 mm
Distanza orizzontale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,max} =$	1705.00 mm
Distanza verticale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,max} =$	880.00 mm
Interasse necessario per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$s_{cr,N} =$	2100.00 mm
Distanza dal bordo per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$c_{cr,N} =$	1050.00 mm
Area di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanze dai bordi	$A_{0,c,N} =$	4.41E+06 mm ²
Area effettiva di un ancorante singolo sulla superficie di calcestruzzo	$A_{c,N} =$	3.15E+06 mm ²
Rapporto tra l'area effettiva e l'area ideale del singolo ancorante	$A_N/A_{N0} =$	0.71 -
Fattore che tiene in conto degli effetti di bordo	$\Psi_{s,N} =$	0.88 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'armatura	$\Psi_{re,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'eccentricità	$\Psi_{ec,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto della fessurazione del calcestruzzo	$\Psi_{ucr,N} =$	1.00 -

Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo $N_{Rd,c} = 45.40$ kN

$$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$$

Resistenza al fenomeno del pull - out $N_{Rd,p} = 169.65$ kN

$$N_{Rd,p} = (6 A_h R_{ck} \Psi_{ucr,N}) / \gamma_{Mc}$$

Verifica dell'ancoraggio $\rho_{anchor} = \times 1.51$ -

Si rende necessaria l'introduzione di apposita armatura per scongiurare l'effetto della rottura conica del cls

ARMATURA NECESSARIA PER L'ANCORAGGIO

Sollecitazione sull'armatura di ciascun ancoraggio	$\Delta F_{a,Ed} =$	23.24 kN
Resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura	$f_{yk} =$	500.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura	$\gamma_s =$	1.15 -
Resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$f_{yd} =$	434.78 MPa
Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo	$A_{s,min} =$	53.45 mm ²
Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione	$\phi =$	12.00 mm
Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio	$n_{f,min} =$	0.47 -
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio	$n_f =$	2.00 OK

Determinazione della lunghezza minima di ancoraggio

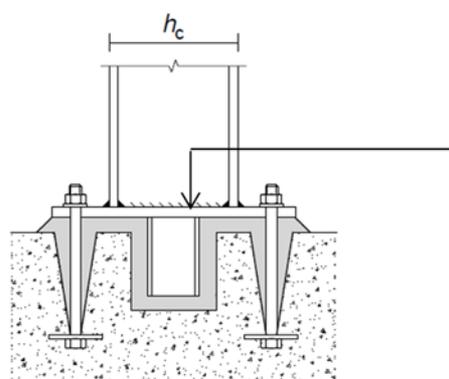
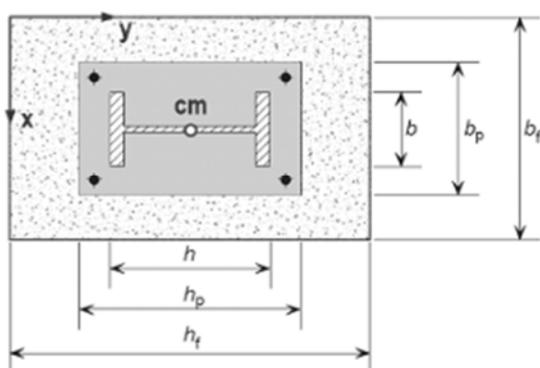
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1.20 MPa
Coefficiente legato alla condizione di aderenza	$\eta_1 =$	0.70 -
Coefficiente legato al diametro della barra	$\eta_2 =$	1.00 -
Valore di progetto della tensione di aderenza $f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$	$f_{bd} =$	1.89 MPa
Tensione nella barra	$\sigma_{sd} =$	102.73 MPa
Lunghezza di ancoraggio minima per ancorare la barra	$l_{b,rqd} =$	163.48 mm

10.3.4 MONOPALI TIPO "D"

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993-1-8 (EC3)

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	30.00 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	25.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85 -
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} = 14.17$ MPa
Altezza della fondazione	$h_f =$	3.50 m
Larghezza della fondazione	$b_f =$	1.50 m
Spessore della fondazione	$d_f =$	0.80 m



Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275.00 MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1.05 -
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	500.00 mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	250.00 mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	16.00 mm
Spessore delle ali	$t_{fc} =$	8.00 mm
Raggio di curvatura	$r_c =$	8.00 mm

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y,c,rid} =$	275.00 MPa
	$f_{u,c,rid} =$	430.00 MPa

								Altezze di gola saldature	
h_w	d_w	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	$a_{w,w}$	$a_{w,f}$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]
484.00	468.00	11798.94	3.964E+08	1.586E+06	1.934E+06	183.30	8054.94	8.00	4.00

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base

$f_{y, bp} = 275.00 \text{ MPa}$

Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base

$f_{u, bp} = 430.00 \text{ MPa}$

Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi

$f_{ub} = 400.00 \text{ MPa}$

Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature

$\gamma_{M2} = 1.25$

Altezza della piastra di base

$h_{bp} = 700.00 \text{ mm}$

Larghezza della piastra di base

$b_{bp} = 450.00 \text{ mm}$

Spessore della piastra di base

$t_{bp} = 30.00 \text{ mm}$

Riduzione dovuta allo spessore

$f_{y, bp, rid} = 275.00 \text{ MPa}$

$f_{u, bp, rid} = 430.00 \text{ MPa}$

Diametro del bullone

$d = 30.00 \text{ mm}$

Area della porzione filettata del gambo

$A_s = 561.00 \text{ mm}^2$

Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base

$n = 5$

Distanza verticale dal bordo della piastra

$e_v = 45.00 \text{ mm}$

Distanza orizzontale dal bordo della piastra

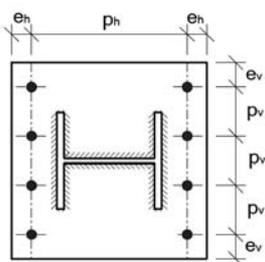
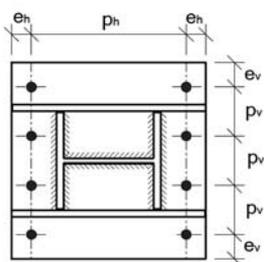
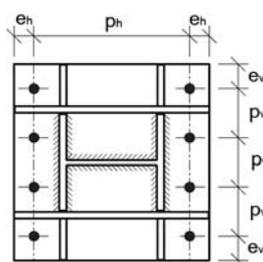
$e_h = 45.00 \text{ mm}$

Passo verticale

$p_v = 90.00 \text{ mm}$

Passo orizzontale

$p_h = 610.00 \text{ mm}$

**Tipo 1****Tipo 2****Tipo 3**

Tipologia della piastra di base

1*Piastra di base priva di irrigidimenti*

Spessore degli irrigidimenti longitudinali

$t_{l, s} = 0.00 \text{ mm}$

Spessore degli irrigidimenti trasversali

$t_{t, s} = 0.00 \text{ mm}$

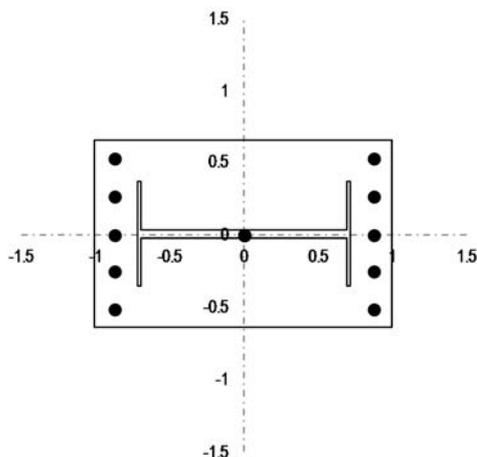
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti longitudinali

$a_{w, l, s} = 0.00 \text{ mm}$

Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti trasversali

$a_{w, t, s} = 0.00 \text{ mm}$

$d_0 = 33.00 \text{ mm}$



Verifica dei parametri geometrici

$e_{v, lim}$	39.6	160.00	mm
$e_{h, lim}$	39.6	160.00	mm
$p_{v, lim}$	72.6	200.00	mm

e_v	OK	OK	-
e_h	OK	OK	-
p_v	OK	OK	-

RESISTENZA A COMPRESIONE PURA

Spessore minimo della malta di allettamento

$h_{g,min} = 50.00$ mm

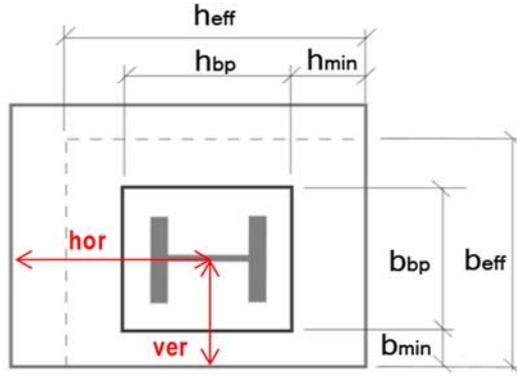
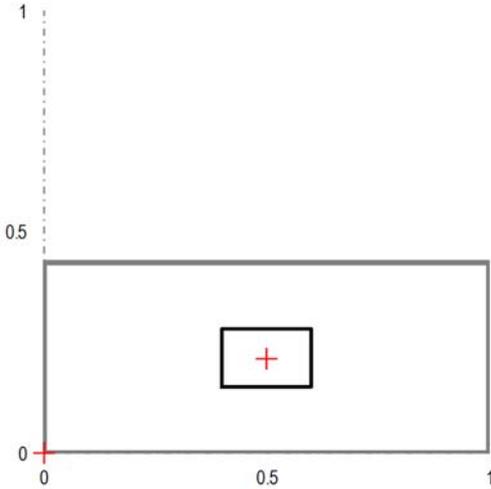
Resistenza minima della malta di allettamento

$f_{g,min} = (0.2f_{cd} ; f_{cd}) = 2.83$ MPa

Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

hor = 1.75 m

ver = 0.75 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

$h_{min} = 1.40$ m

Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

$b_{min} = 0.53$ m

Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente

$\alpha = 2.14$

Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$\alpha_{UTENTE} = 1.50$

$\beta_j = 0.67$

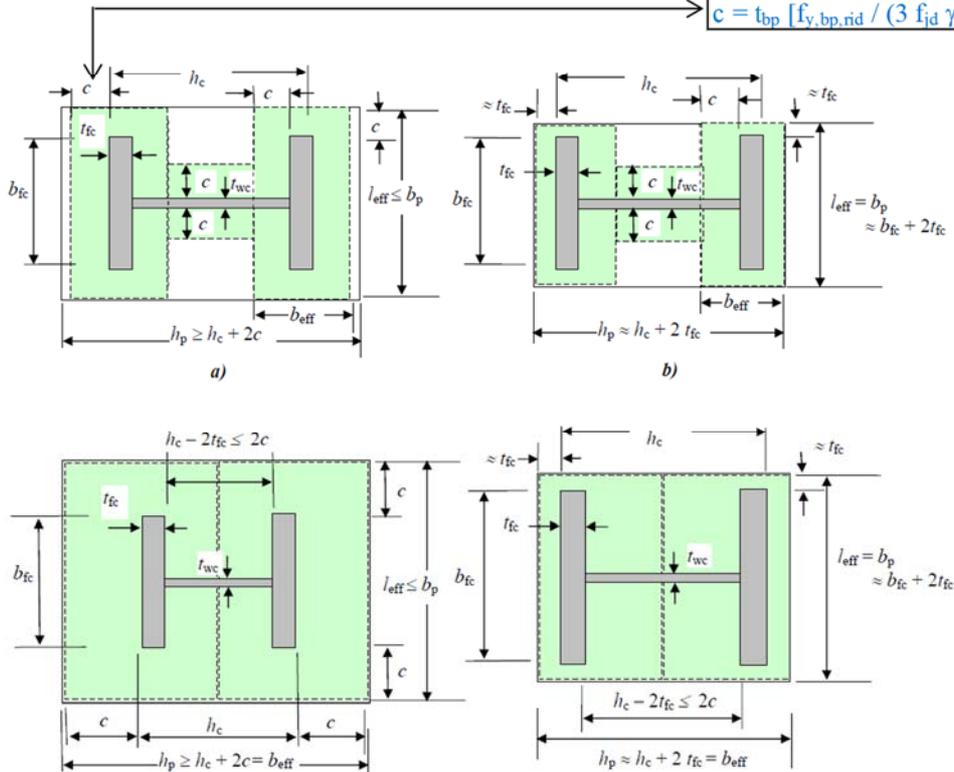
Resistenza di calcolo della fondazione

$f_{jd} = \beta_j \alpha_{UTENTE} f_{cd} = 14.17$ MPa

Larghezza di contatto

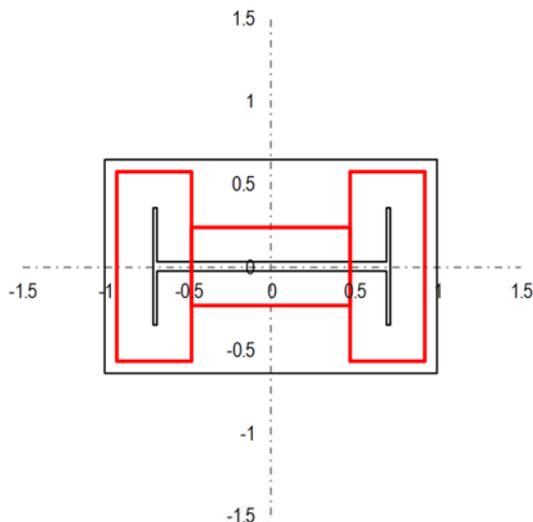
$c = 74.47$ mm

$c = t_{bp} [f_{y,bp,rid} / (3 f_{jd} \gamma_{M0})]^{0.5}$



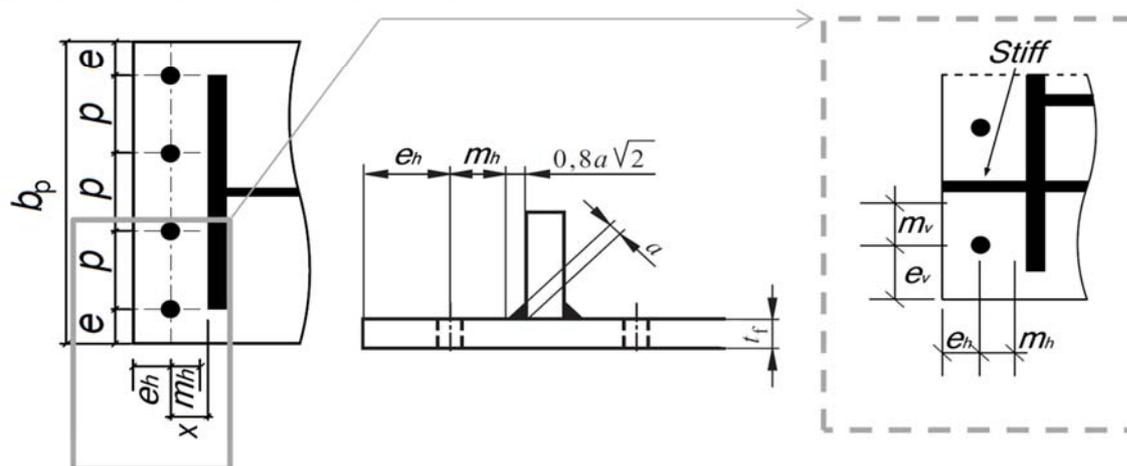
Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna	$L_{eff,T,f} =$	398.95 mm
	$B_{eff,T,f,ext} =$	74.47 mm
	$B_{eff,T,f,int} =$	74.47 mm
	$A_{eff,T,f} =$	6.26E+04 mm ²

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna	$L_{eff,T,w} =$	164.95 mm
	$B_{eff,T,w} =$	335.05 mm
	$A_{eff,T,w} =$	5.53E+04 mm ²



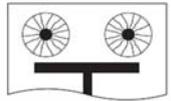
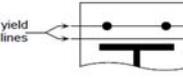
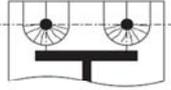
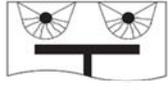
Area complessiva resistente a compressione	$A_{eff} =$	1.80E+05 mm ²
Resistenza a compressione pura	$N_{C,Rd} = A_{eff} f_{jd}$	2556.96 kN

RESISTENZA A TRAZIONE PURA



Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_h =$	45.00 mm
Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna	$x_h =$	55.00 mm
	$m_h =$	50.47 mm
Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_v = e$	45.00 mm
Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale	$x_v =$	55.00 mm
	$m_v =$	55.00 mm
Passo verticale tra i tirafondi	$p_v = p$	90.00 mm

Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base

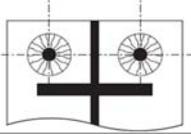
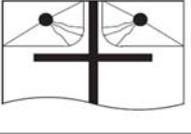
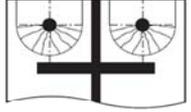
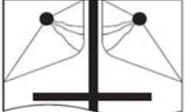
Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m_x$		Double curvature $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + w$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{w}{2}$

Tipologia della piastra di base: 1

Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	n =	5
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp 1} =$	1585.70 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp 2} =$	1242.85 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp 3} =$	1037.14 mm
Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura	$L_{eff,nc 1} =$	450.00 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc 2} =$	1290.74 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc 3} =$	1122.59 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc 4} =$	618.15 mm
	$L_{eff,min} =$	450.00 mm

Tipologia della piastra di base: 2

Numero di tirafondi d'angolo	n _{comer} =	2
Numero di tirafondi ubicati tra gli irrigidimenti	n _{int} =	3
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp 1} =$	1585.70 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp 2} =$	1242.85 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp 3} =$	1311.42 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc 1} =$	1290.74 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc 2} =$	1122.59 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc 3} =$	1140.69 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc 4} =$	804.40 mm
	$L_{eff,min} =$	804.40 mm

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{\text{eff,cp}} = 2\pi m$		Corner yielding $\ell_{\text{eff,nc}} = \alpha m - (2m + 0.625e) + e_x$
	Individual end yielding, $\ell_{\text{eff,cp}} = \pi m + 2e_x$		Corner yielding away from the stiffener/flange (m_x large) $\ell_{\text{eff,nc}} = 2m + 0.625e + e_x$

Tipologia della piastra di base: 3Coefficiente α (a compreso tra 4.45 e 8.00)

$\alpha = 5.39$

Coefficienti λ per la determinazione del fattore α di piastra nervata

$\lambda_1 = 0.53$

$$\lambda_{1,\text{lim}} = \frac{1.25}{(\alpha - 2.75)} \quad \lambda_1^* = \lambda_{1,\text{lim}} + (1 - \lambda_{1,\text{lim}}) \left(\frac{\lambda_{2,\text{lim}} - \lambda_1}{\lambda_{2,\text{lim}}} \right)^{0.185\alpha^{1.785}}$$

$\lambda_2 = 0.58$

$\lambda_{1,\text{lim}} = 0.47$

$$\lambda_{2,\text{lim}} = \frac{\alpha \lambda_{1,\text{lim}}}{2}$$

$\lambda_{2,\text{lim}} = 1.28$

$\lambda_1^* = 0.53$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$L_{\text{eff,nc } 3} = 1180.57 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$L_{\text{eff,nc } 4} = 844.27 \text{ mm}$

$L_{\text{eff,min}} = 844.27 \text{ mm}$

Resistenza a flessione della piastra

Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra

$L_{\text{eff,min}} = 450.00 \text{ mm}$

Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto

$M_{\text{pl},1,2,\text{Rd}} = 26.52 \text{ kNm}$

Resistenza a trazione per flessione della piastra di base

$F_{\text{T},1+2,\text{Rd}} = 525.37 \text{ kN}$

Resistenza a trazione dei tirafondi

Numero dei tirafondi per ciascun lato

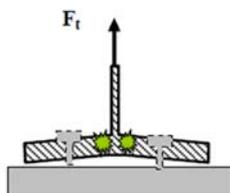
$n = 5$

Resistenza a trazione del singolo tirafondo

$F_{\text{t,Rd}} = 162 \text{ kN}$

Resistenza per collasso dei tirafondi

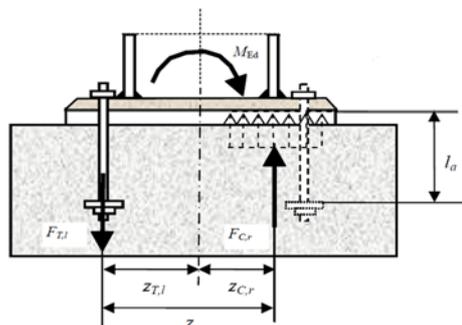
$F_{\text{T},3,\text{Rd}} = 807.84 \text{ kN}$



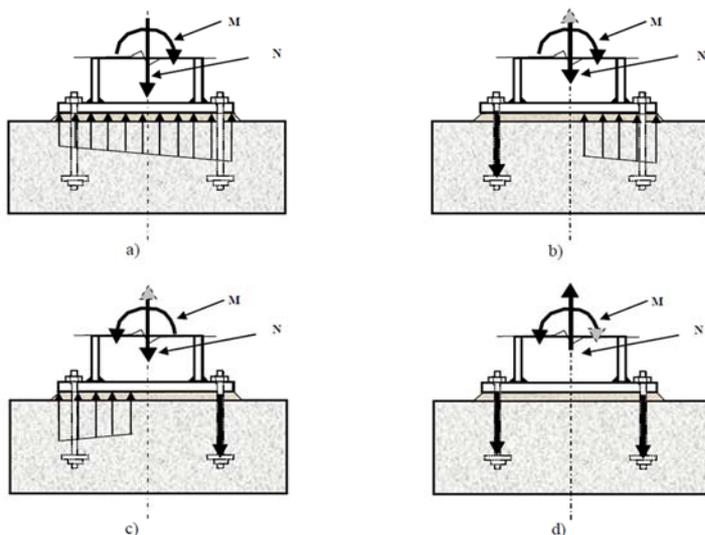
Resistenza a trazione pura

$N_{\text{T,Rd}} = -2\min(F_{1,2}; F_3)$

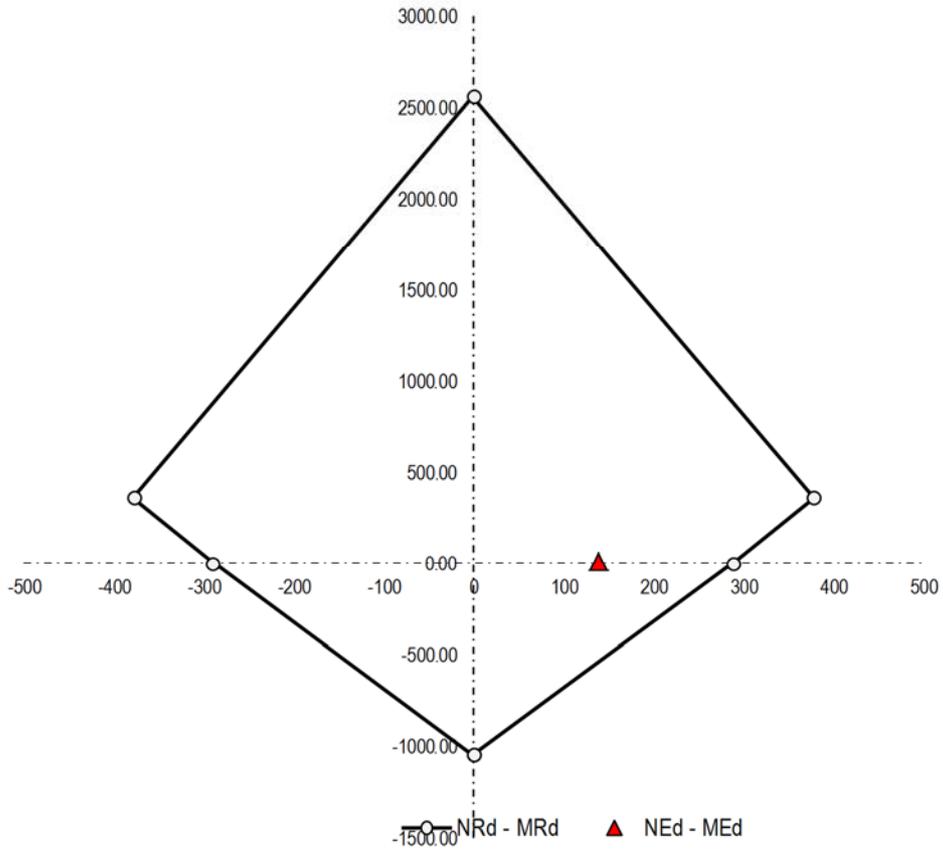
$N_{\text{T,Rd}} = -1050.74 \text{ kN}$

RESISTENZA A FLESSIONE PURA

Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna	$F_{C,Rd} =$	887.02 kN
Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi	$F_{T,Rd} =$	525.37 kN
	$F_{min,Rd} =$	525.37 kN
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione	$z =$	551.00 mm
Resistenza a flessione pura	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} z$	289.48 kNm

RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE

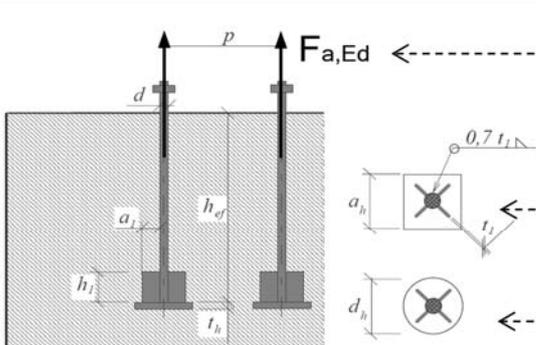
Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra	$z_C =$	246.00 mm
Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra	$z_T =$	305.00 mm
Resistenza assiale	$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$	361.65 kN
Resistenza a flessione	$M_{Rd} = F_{C,Rd}(z_C) - F_{T,Rd}(-z_T)$	378.44 kNm

Dominio di resistenza della Piastra di Base

RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

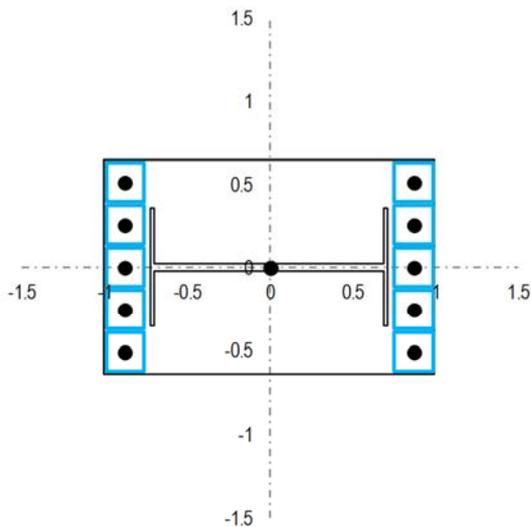
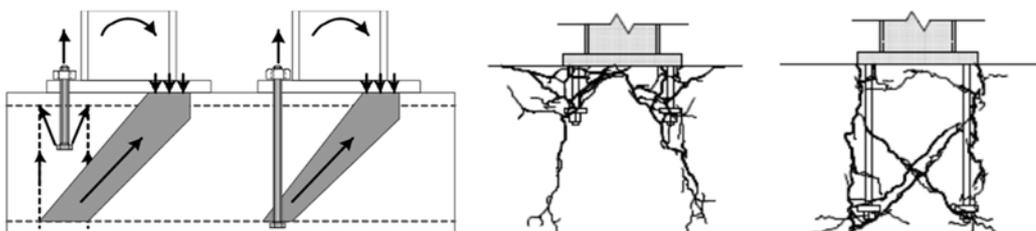
Sollecitazione di progetto su ciascun sistema di ancoraggio

$F_{a,Ed} = 105.07 \text{ kN}$



- Tipologia della rosetta di ancoraggio
- Lato o diametro della rosetta di ancoraggio
- Altezza efficace del tirafondo o ancorante
- Spessore della rosetta di ancoraggio
- Area della sezione della testa dell'ancoraggio

Type =	C
a_h o d_h =	80.00 mm
<i>altezza idonea</i> h_{eff} =	600.00 mm
t_h =	20.00 mm
A_h =	4319.69 mm ²



NOTA

La resistenza dell'ancoraggio è valutata in accordo con l'ANNESSO C relativo alla Norma ETAG 2010

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo compresso	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo teso	$\gamma_1 =$	1.20 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il grado di sicurezza di installazione	$\gamma_2 =$	1.40 -
Coefficiente parziale di sicurezza per l'ancoraggio	$\gamma_{Mc} =$	2.52 -

Resistenza iniziale di un ancorante posto in calcestruzzo non fessurato	$N_{0,Rk,c} =$	579.59 kN
Distanza orizzontale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,min} =$	1445.00 mm
Distanza verticale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,min} =$	570.00 mm
Distanza orizzontale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,max} =$	2055.00 mm
Distanza verticale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,max} =$	930.00 mm
Interasse necessario per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$s_{cr,N} =$	1800.00 mm
Distanza dal bordo per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$c_{cr,N} =$	900.00 mm
Area di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanze dai bordi	$A_{0,c,N} =$	3.24E+06 mm ²
Area effettiva di un ancorante singolo sulla superficie di calcestruzzo	$A_{c,N} =$	2.70E+06 mm ²
Rapporto tra l'area effettiva e l'area ideale del singolo ancorante	$A_N/A_{N0} =$	0.83 -
Fattore che tiene in conto degli effetti di bordo	$\Psi_{s,N} =$	0.89 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'armatura	$\Psi_{re,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'eccentricità	$\Psi_{ec,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto della fessurazione del calcestruzzo	$\Psi_{ucr,N} =$	1.00 -

Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo	$N_{Rd,c} =$	34.12 kN
$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$		

Resistenza al fenomeno del pull - out	$N_{Rd,p} =$	308.55 kN
$N_{Rd,p} = (6 A_h R_{ck} \Psi_{ucr,N}) / \gamma_{Mc}$		

Verifica dell'ancoraggio	$\rho_{anchor} =$	✗ 3.08 -
---------------------------------	-------------------	----------

Si rende necessaria l'introduzione di apposita armatura per scongiurare l'effetto della rottura conica del cls

ARMATURA NECESSARIA PER L'ANCORAGGIO

Sollecitazione sull'armatura di ciascun ancoraggio	$\Delta F_{a,Ed} =$	70.96 kN
Resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura	$f_{yk} =$	500.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura	$\gamma_s =$	1.15 -
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	434.78 MPa
Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo	$A_{s,min} =$	163.20 mm ²
Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione	$\phi =$	12.00 mm
Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio	$n_{f,min} =$	1.44 -
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio	$n_f =$	2.00 OK

Determinazione della lunghezza minima di ancoraggio

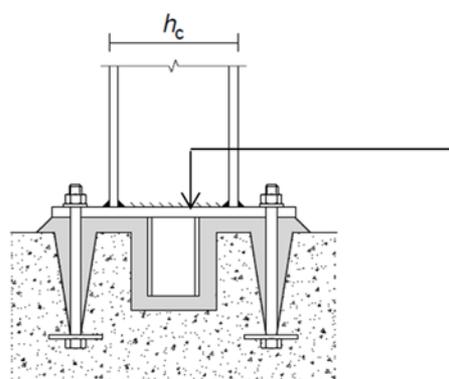
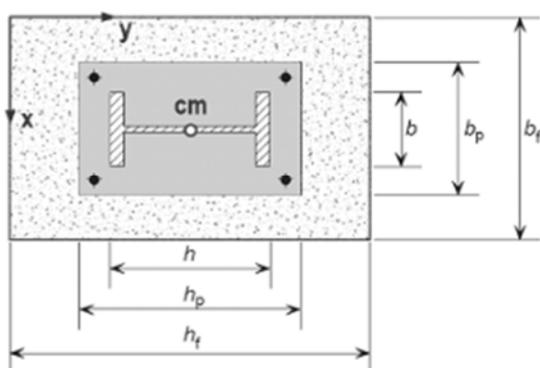
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1.20 MPa
Coefficiente legato alla condizione di aderenza	$\eta_1 =$	0.70 -
Coefficiente legato al diametro della barra	$\eta_2 =$	1.00 -
Valore di progetto della tensione di aderenza	$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$	1.89 MPa
Tensione nella barra	$\sigma_{sd} =$	313.70 MPa
Lunghezza di ancoraggio minima per ancorare la barra	$l_{b,rqd} =$	499.20 mm

10.3.5 BANDIERA TIPO "A" E TIPO "B"

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993-1-8 (EC3)

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	30.00 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	25.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85 -
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} = 14.17$ MPa
Altezza della fondazione	$h_f =$	3.00 m
Larghezza della fondazione	$b_f =$	2.00 m
Spessore della fondazione	$d_f =$	1.20 m



Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275.00 MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1.05 -
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	900.00 mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	300.00 mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	20.00 mm
Spessore delle ali	$t_{fc} =$	10.00 mm
Raggio di curvatura	$r_c =$	10.00 mm

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y,c,rid} =$	275.00 MPa
	$f_{u,c,rid} =$	430.00 MPa

								Altezze di gola saldature	
h_w	d_w	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	$a_{w,w}$	$a_{w,f}$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]
880.00	860.00	23685.84	2.340E+09	5.201E+06	6.580E+06	314.34	18085.84	10.00	5.00

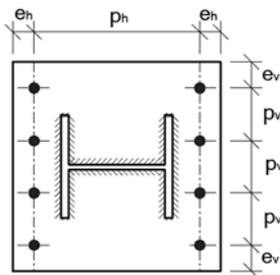
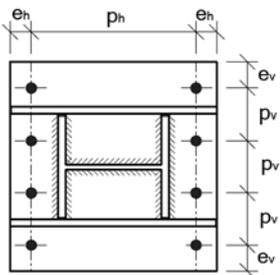
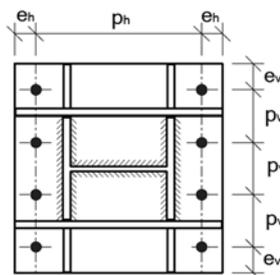
Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base	$f_{y,bp} =$ <input type="text" value="275.00"/> MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base	$f_{u,bp} =$ 430.00 MPa
Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi	$f_{ub} =$ <input type="text" value="400.00"/> MPa
Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature	$\gamma_{M2} =$ <input type="text" value="1.25"/> -

Altezza della piastra di base	$h_{bp} =$ <input type="text" value="1100.00"/> mm
Larghezza della piastra di base	$b_{bp} =$ <input type="text" value="500.00"/> mm
Spessore della piastra di base	$t_{bp} =$ <input type="text" value="30.00"/> mm

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y,bp,rid} =$ 275.00 MPa
	$f_{u,bp,rid} =$ 430.00 MPa

Diametro del bullone	$d =$ <input type="text" value="30.00"/> mm
Area della porzione filettata del gambo	$A_s =$ <input type="text" value="561.00"/> mm ²
Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base	$n =$ <input type="text" value="5"/> -
Distanza verticale dal bordo della piastra	$e_v =$ <input type="text" value="40.00"/> mm
Distanza orizzontale dal bordo della piastra	$e_h =$ <input type="text" value="40.00"/> mm
Passo verticale	$p_v =$ <input type="text" value="105.00"/> mm
Passo orizzontale	$p_h =$ <input type="text" value="1020.00"/> mm

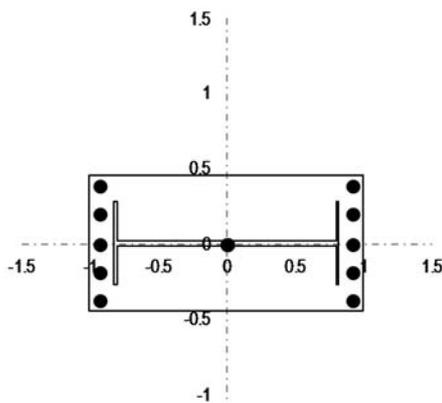
**Tipo 1****Tipo 2****Tipo 3**

Tipologia della piastra di base

Piastra di base priva di irrigidimenti

Spessore degli irrigidimenti longitudinali	$t_{L,s} =$ <input type="text" value="0.00"/> mm
Spessore degli irrigidimenti trasversali	$t_{T,s} =$ <input type="text" value="0.00"/> mm
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti longitudinali	$a_{w,Ls} =$ <input type="text" value="0.00"/> mm
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti trasversali	$a_{w,Ts} =$ <input type="text" value="0.00"/> mm
	$d_0 =$ <input type="text" value="33.00"/> mm

$$t_{T,s} > t_{T,c} \longrightarrow$$



Verifica dei parametri geometrici		
$e_{v,lim}$	39.6	160.00 mm
$e_{h,lim}$	39.6	160.00 mm
$p_{v,lim}$	72.6	200.00 mm
e_v	OK	OK -
e_h	OK	OK -
p_v	OK	OK -

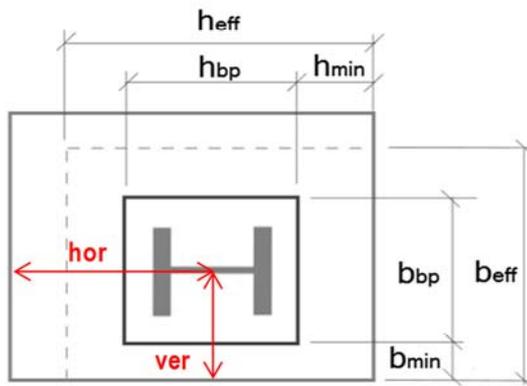
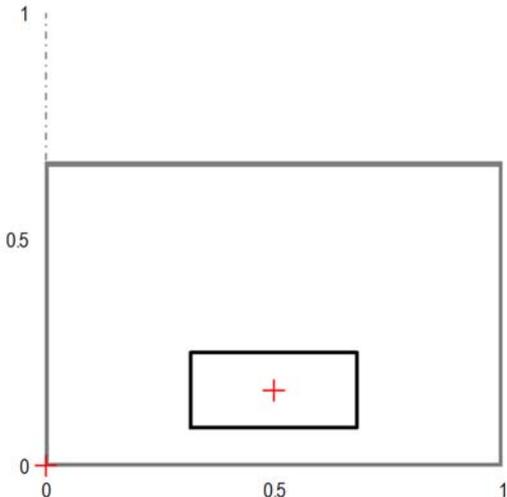
RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA

Spessore minimo della malta di allettamento

Resistenza minima della malta di allettamento

Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

$f_{g,min} = (0.2f_{cd} ; f_{cd})$	$h_{g,min} =$	50.00 mm
	$f_{g,min} =$	2.83 MPa
	hor =	1.50 m
	ver =	0.50 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente

Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$h_{min} =$	0.95 m
$b_{min} =$	0.25 m
$\alpha =$	2.00
$\alpha_{UTENTE} =$	2.00
$\beta_j =$	0.67

Resistenza di calcolo della fondazione

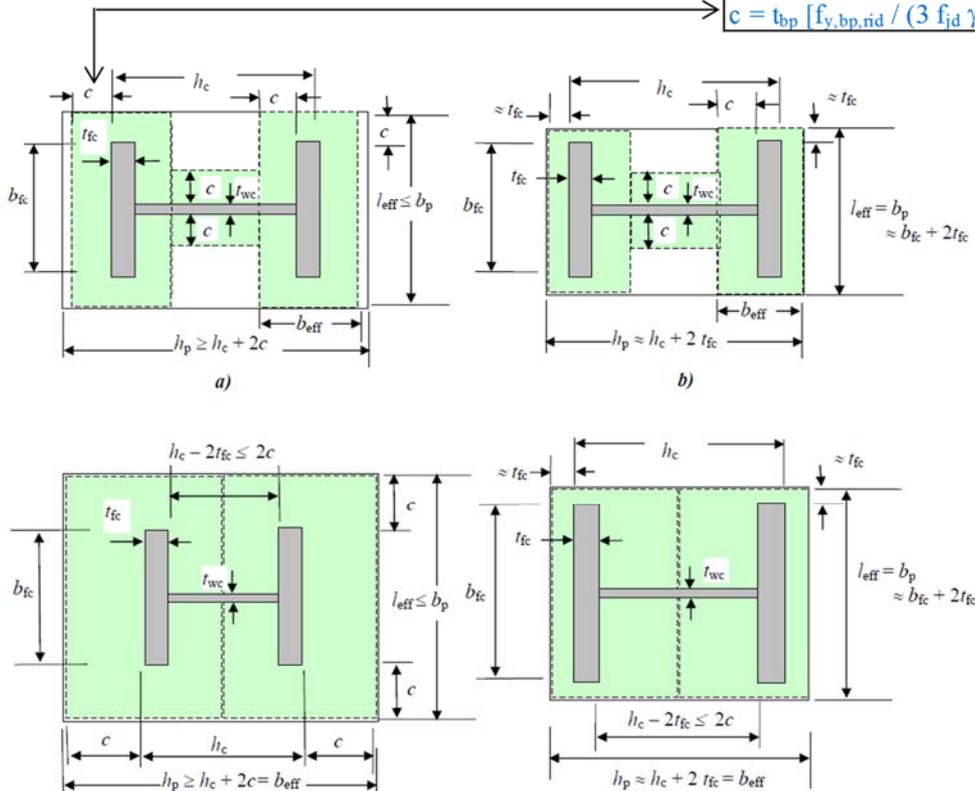
$f_{jd} = \beta_j \alpha_{UTENTE} f_{cd}$

$f_{jd} =$ 18.89 MPa

Larghezza di contatto

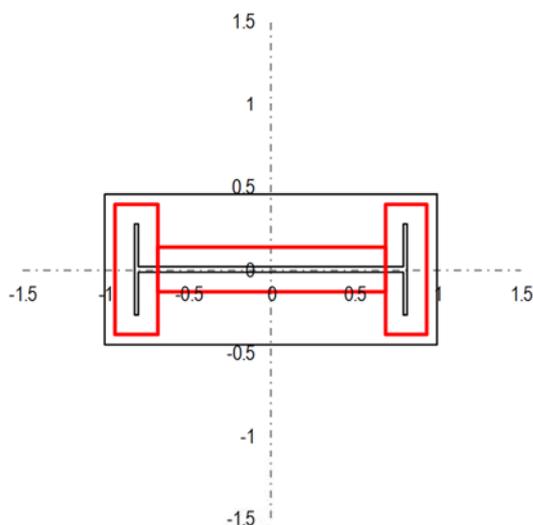
$c =$ 64.50 mm

$c = t_{bp} [f_{y,bp,rid} / (3 f_{jd} \gamma_{M0})]^{0.5}$



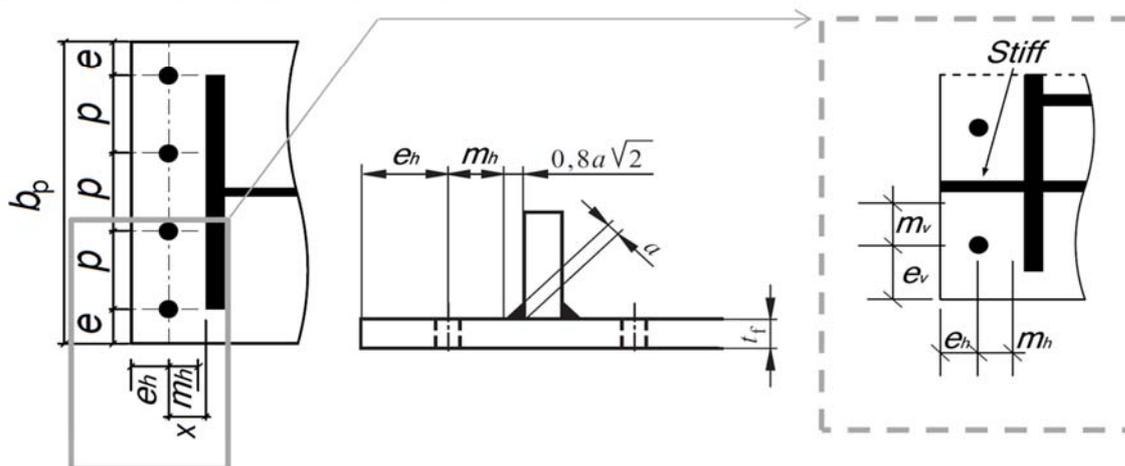
Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna	$L_{eff,T,f} =$	428.99 mm
	$B_{eff,T,f,ext} =$	64.50 mm
	$B_{eff,T,f,int} =$	64.50 mm
	$A_{eff,T,f} =$	5.96E+04 mm ²

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna	$L_{eff,T,w} =$	148.99 mm
	$B_{eff,T,w} =$	751.01 mm
	$A_{eff,T,w} =$	1.12E+05 mm ²



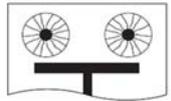
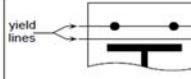
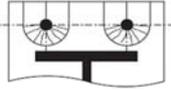
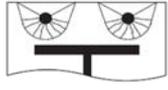
Area complessiva resistente a compressione	$A_{eff} =$	2.31E+05 mm ²
Resistenza a compressione pura	$N_{C,Rd} = A_{eff} f_{jd}$	4366.08 kN

RESISTENZA A TRAZIONE PURA



Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_h =$	40.00 mm
Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna	$x_h =$	60.00 mm
	$m_h =$	54.34 mm
Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_v = e$	40.00 mm
Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale	$x_v =$	60.00 mm
	$m_v =$	60.00 mm
Passo verticale tra i tirafondi	$p_v = p$	105.00 mm

Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base

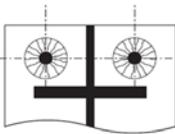
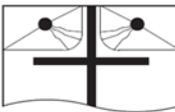
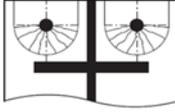
Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m_x$		Double curvature $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + w$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{w}{2}$

Tipologia della piastra di base: 1

Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	$n =$	5
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp,1} =$	1707.24 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp,2} =$	1253.62 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp,3} =$	1181.45 mm
Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura	$L_{eff,nc,1} =$	500.00 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc,2} =$	1336.86 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc,3} =$	1149.49 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc,4} =$	687.37 mm
	$L_{eff,min} =$	500.00 mm

Tipologia della piastra di base: 2

Numero di tirafondi d'angolo	$n_{comer} =$	2
Numero di tirafondi ubicati tra gli irrigidimenti	$n_{int} =$	3
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp,1} =$	1707.24 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp,2} =$	1253.62 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp,3} =$	1444.34 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc,1} =$	1336.86 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc,2} =$	1149.49 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc,3} =$	1172.12 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc,4} =$	847.37 mm
	$L_{eff,min} =$	847.37 mm

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = \alpha m - (2m + 0.625e) + e_x$
	Individual end yielding, $\ell_{eff,cp} = \pi m + 2e_x$		Corner yielding away from the stiffener/flange (m_x large) $\ell_{eff,nc} = 2m + 0.625e + e_x$

Tipologia della piastra di base: 3Coefficiente α (α compreso tra 4.45 e 8.00)

$\alpha = 5.13$

Coefficienti λ per la determinazione del fattore a di piastra nervata

$\lambda_1 = 0.58$

$$\lambda_{1,lim} = \frac{1.25}{(\alpha - 2.75)} \quad \lambda_1^* = \lambda_{1,lim} + (1 - \lambda_{1,lim}) \left(\frac{(\lambda_{2,lim} - \lambda_2)}{\lambda_{2,lim}} \right)^{0.185\alpha^{1.785}}$$

$\lambda_2 = 0.64$

$\lambda_{1,lim} = 0.53$

$\lambda_{2,lim} = 1.35$

$$\lambda_{2,lim} = \frac{\alpha \lambda_{1,lim}}{2}$$

$\lambda_1^* = 0.58$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$L_{eff,nc\ 3} = 1207.20 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$L_{eff,nc\ 4} = 882.46 \text{ mm}$

$L_{eff,min} = 882.46 \text{ mm}$

Resistenza a flessione della piastra

Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra

$L_{eff,min} = 500.00 \text{ mm}$

Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto

$M_{pl,1,2,Rd} = 29.46 \text{ kNm}$

Resistenza a trazione per flessione della piastra di base

$F_{T,1+2,Rd} = 542.19 \text{ kN}$

Resistenza a trazione dei tirafondi

Numero dei tirafondi per ciascun lato

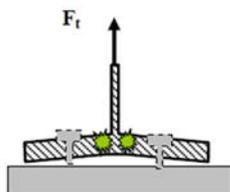
$n = 5$

Resistenza a trazione del singolo tirafondo

$F_{t,Rd} = 162 \text{ kN}$

Resistenza per collasso dei tirafondi

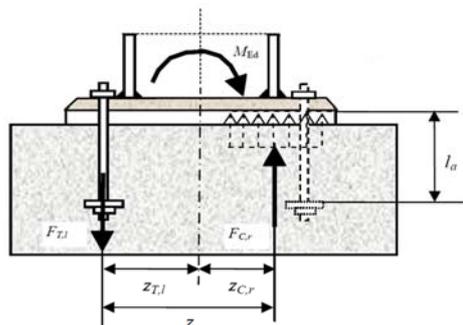
$F_{T,3,Rd} = 807.84 \text{ kN}$



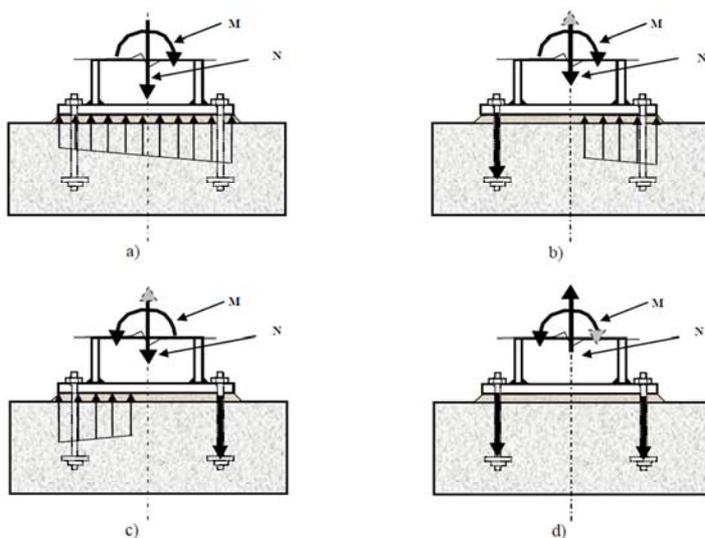
Resistenza a trazione pura

$N_{T,Rd} = -2\min(F_{1,2}; F_3)$

$N_{T,Rd} = -1084.38 \text{ kN}$

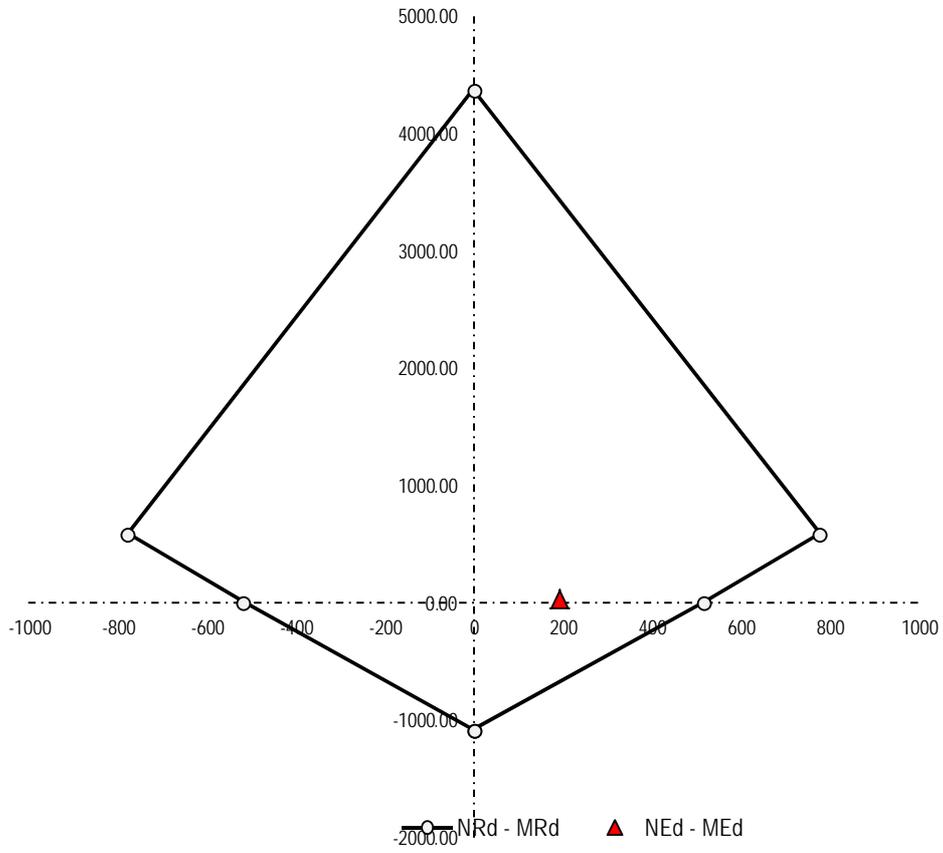
RESISTENZA A FLESSIONE PURA

Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna	$F_{C,Rd} =$	1126.27 kN
Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi	$F_{T,Rd} =$	542.19 kN
	$F_{min,Rd} =$	542.19 kN
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione	$z =$	955.00 mm
Resistenza a flessione pura	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} z$	$M_{0,Rd} = 517.79$ kNm

RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE

Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra	$z_C =$	445.00 mm
Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra	$z_T =$	510.00 mm
Resistenza assiale	$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$	$N_{Rd} = 584.08$ kN
Resistenza a flessione	$M_{Rd} = F_{C,Rd}(z_C) - F_{T,Rd}(-z_T)$	$M_{Rd} = 777.70$ kNm

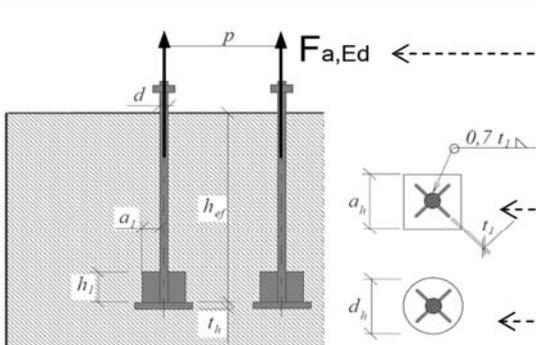
Dominio di resistenza della Piastra di Base



RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

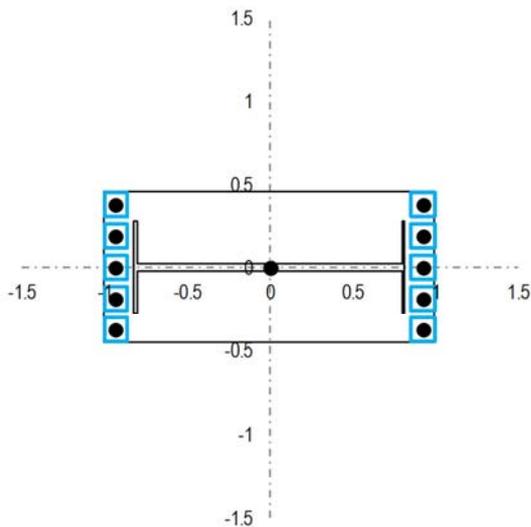
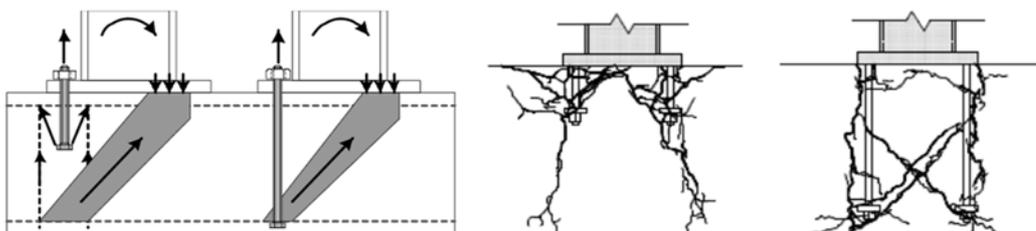
Sollecitazione di progetto su ciascun sistema di ancoraggio

$F_{a,Ed} = 108.44$ kN



- Tipologia della rosetta di ancoraggio
- Lato o diametro della rosetta di ancoraggio
- Altezza efficace del tirafondo o ancorante
- Spessore della rosetta di ancoraggio
- Area della sezione della testa dell'ancoraggio

Type =	C
a_h o d_h =	80.00 mm
<i>altezza idonea</i> h_{eff} =	800.00 mm
t_h =	20.00 mm
A_h =	4319.69 mm ²



NOTA

La resistenza dell'ancoraggio è valutata in accordo con l'ANNESSO C relativo alla Norma ETAG 2010

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo compresso	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo teso	$\gamma_1 =$	1.20 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il grado di sicurezza di installazione	$\gamma_2 =$	1.40 -
Coefficiente parziale di sicurezza per l'ancoraggio	$\gamma_{Mc} =$	2.52 -

Resistenza iniziale di un ancorante posto in calcestruzzo non fessurato	$N_{0,Rk,c} =$	892.34 kN
Distanza orizzontale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,min} =$	990.00 mm
Distanza verticale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,min} =$	290.00 mm
Distanza orizzontale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,max} =$	2010.00 mm
Distanza verticale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,max} =$	1710.00 mm
Interasse necessario per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$s_{cr,N} =$	2400.00 mm
Distanza dal bordo per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$c_{cr,N} =$	1200.00 mm
Area di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanze dai bordi	$A_{0,c,N} =$	5.76E+06 mm ²
Area effettiva di un ancorante singolo sulla superficie di calcestruzzo	$A_{c,N} =$	4.18E+06 mm ²
Rapporto tra l'area effettiva e l'area ideale del singolo ancorante	A_N/A_{N0}	0.73 -
Fattore che tiene in conto degli effetti di bordo	$\Psi_{s,N} =$	0.77 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'armatura	$\Psi_{re,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'eccentricità	$\Psi_{ec,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto della fessurazione del calcestruzzo	$\Psi_{ucr,N} =$	1.00 -

Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo $N_{Rd,c} = 39.73$ kN

$$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$$

Resistenza al fenomeno del pull - out $N_{Rd,p} = 308.55$ kN

$$N_{Rd,p} = (6 A_h R_{ck} \Psi_{ucr,N}) / \gamma_{Mc}$$

Verifica dell'ancoraggio $\rho_{anchor} = \times 2.73$ -

Si rende necessaria l'introduzione di apposita armatura per scongiurare l'effetto della rottura conica del cls

ARMATURA NECESSARIA PER L'ANCORAGGIO

Sollecitazione sull'armatura di ciascun ancoraggio	$\Delta F_{a,Ed} =$	68.71 kN
Resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura	$f_{yk} =$	500.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura	$\gamma_s =$	1.15 -
Resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$f_{yd} =$	434.78 MPa
Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo	$A_{s,min} =$	158.03 mm ²
Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione	$\phi =$	12.00 mm
Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio	$n_{f,min} =$	1.40 -
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio	$n_f =$	2.00 OK

Determinazione della lunghezza minima di ancoraggio

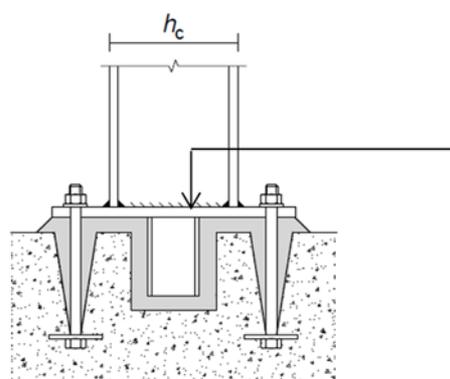
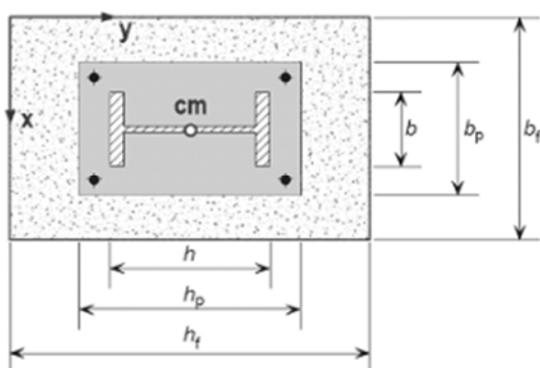
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1.20 MPa
Coefficiente legato alla condizione di aderenza	$\eta_1 =$	0.70 -
Coefficiente legato al diametro della barra	$\eta_2 =$	1.00 -
Valore di progetto della tensione di aderenza $f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$	$f_{bd} =$	1.89 MPa
Tensione nella barra	$\sigma_{sd} =$	303.76 MPa
Lunghezza di ancoraggio minima per ancorare la barra	$l_{b,rqd} =$	483.37 mm

10.3.6 PORTALE A CAVALLETTO

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993-1-8 (EC3)

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	30.00 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	25.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85 -
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} = 14.17$ MPa
Altezza della fondazione	$h_f =$	3.50 m
Larghezza della fondazione	$b_f =$	1.50 m
Spessore della fondazione	$d_f =$	1.00 m



Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275.00 MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1.05 -
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	900.00 mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	300.00 mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	20.00 mm
Spessore delle ali	$t_{fc} =$	10.00 mm
Raggio di curvatura	$r_c =$	10.00 mm

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y,c,rid} =$	275.00 MPa
	$f_{u,c,rid} =$	430.00 MPa

								Altezze di gola saldature	
h_w	d_w	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	$a_{w,w}$	$a_{w,f}$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]
880.00	860.00	23685.84	2.340E+09	5.201E+06	6.580E+06	314.34	18085.84	10.00	5.00

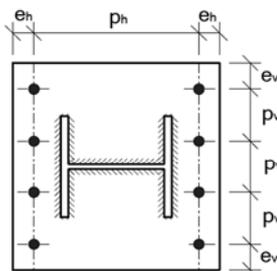
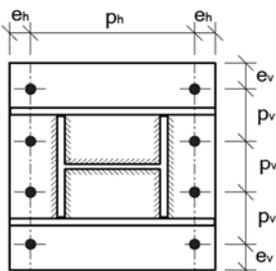
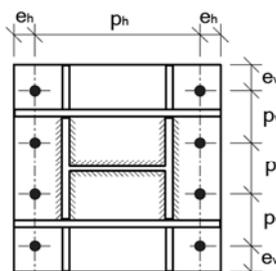
Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base	$f_{y,bp} =$	275.00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base	$f_{u,bp} =$	430.00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi	$f_{ub} =$	400.00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature	$\gamma_{M2} =$	1.25	-

Altezza della piastra di base	$h_{bp} =$	1100.00	mm
Larghezza della piastra di base	$b_{bp} =$	500.00	mm
Spessore della piastra di base	$t_{bp} =$	30.00	mm

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y,bp,rid} =$	275.00	MPa
	$f_{u,bp,rid} =$	430.00	MPa

Diametro del bullone	$d =$	30.00	mm
Area della porzione filettata del gambo	$A_s =$	561.00	mm ²
Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base	$n =$	5	-
Distanza verticale dal bordo della piastra	$c_v =$	40.00	mm
Distanza orizzontale dal bordo della piastra	$c_h =$	40.00	mm
Passo verticale	$p_v =$	105.00	mm
Passo orizzontale	$p_h =$	1020.00	mm

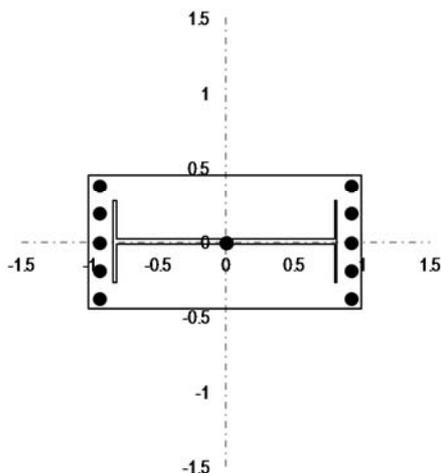
**Tipo 1****Tipo 2****Tipo 3**

Tipologia della piastra di base

1

Piastra di base priva di irrigidimenti

Spessore degli irrigidimenti longitudinali	$t_{r,s} =$	0.00	mm
Spessore degli irrigidimenti trasversali	$t_{r,s} =$	0.00	mm
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti longitudinali	$a_{w,Ls} =$	0.00	mm
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti trasversali	$a_{w,Ts} =$	0.00	mm
	$d_0 =$	33.00	mm



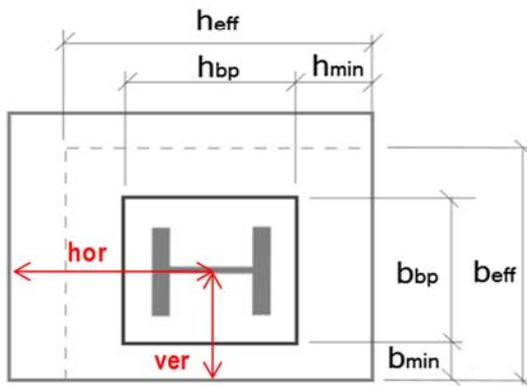
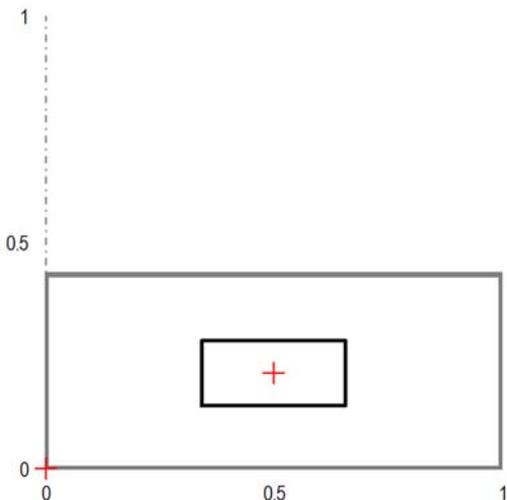
Verifica dei parametri geometrici			
$c_{v,lim}$	39.6	160.00	mm
$c_{h,lim}$	39.6	160.00	mm
$p_{v,lim}$	72.6	200.00	mm

c_v	OK	OK	-
c_h	OK	OK	-
p_v	OK	OK	-

RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA

Spessore minimo della malta di allettamento
 Resistenza minima della malta di allettamento
 Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

$f_{g,min} = (0.2f_{cd} ; f_{cd})$	$h_{g,min} =$	50.00 mm
	$f_{g,min} =$	2.83 MPa
	hor =	1.75 m
	ver =	0.75 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione
 Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione
 Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente
 Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$h_{min} =$	1.20 m
$b_{min} =$	0.50 m
$\alpha =$	1.91
$\alpha_{UTENTE} =$	1.91
$\beta_j =$	0.67

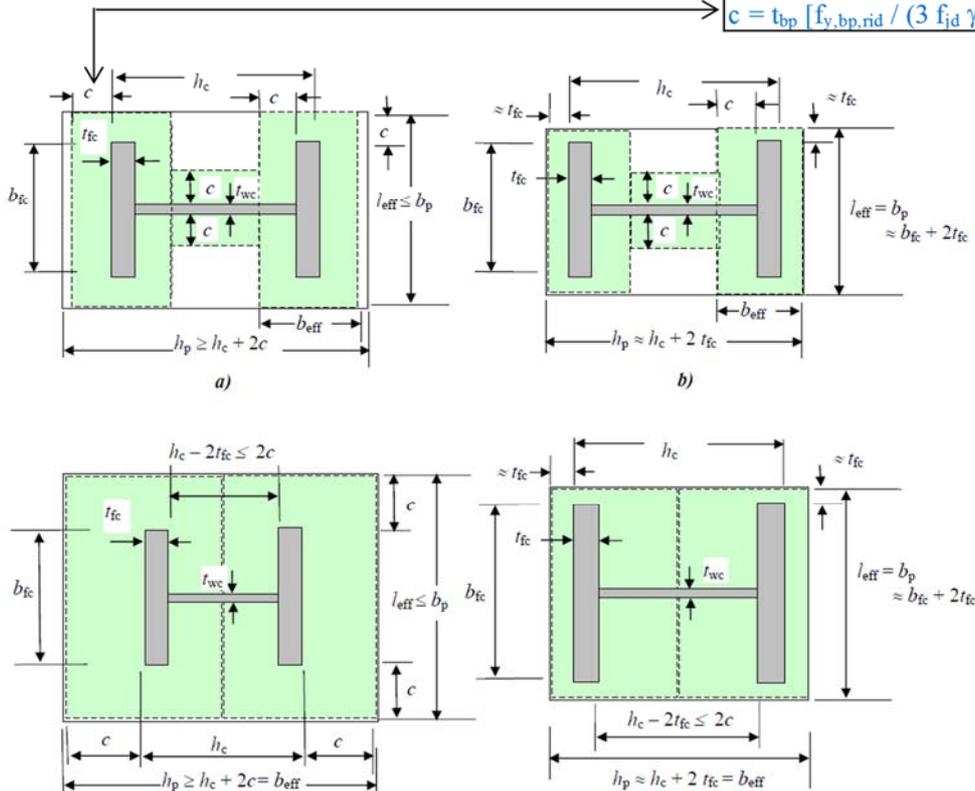
Resistenza di calcolo della fondazione

$f_{jd} = \beta_j \alpha_{UTENTE} f_{cd}$ $f_{jd} =$ 18.04 MPa

Larghezza di contatto

$c =$ 66.00 mm

$c = t_{bp} [f_{y, bp, rid} / (3 f_{jd} \gamma_{M0})]^{0.5}$



Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna

$L_{eff,T,f} =$	431.99 mm
-----------------	-----------

$B_{eff,T,f,ext} =$	66.00 mm
---------------------	----------

$B_{eff,T,f,int} =$	66.00 mm
---------------------	----------

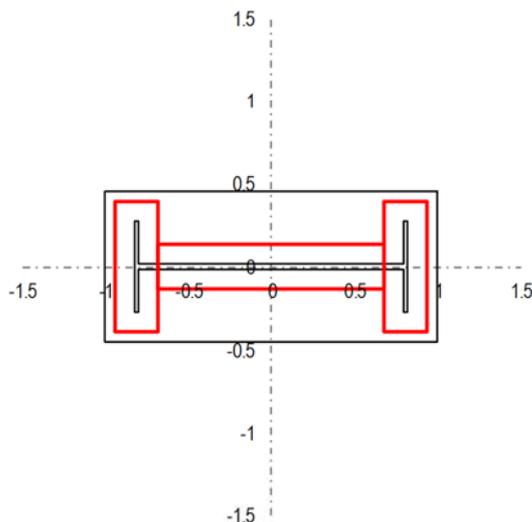
$A_{eff,T,f} =$	6.13E+04 mm ²
-----------------	---------------------------------

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna

$L_{eff,T,w} =$	151.99 mm
-----------------	-----------

$B_{eff,T,w} =$	748.01 mm
-----------------	-----------

$A_{eff,T,w} =$	1.14E+05 mm ²
-----------------	---------------------------------



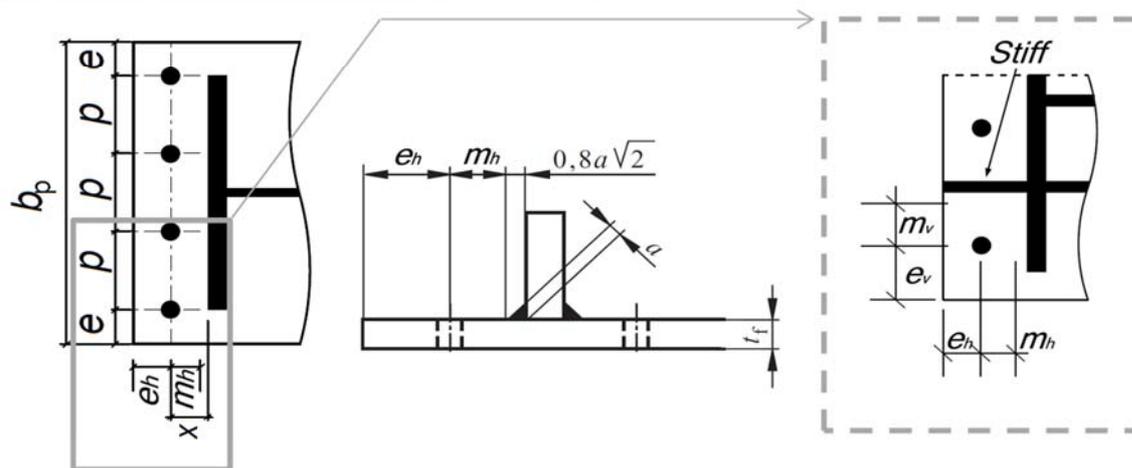
Area complessiva resistente a compressione

$A_{eff} =$	2.36E+05 mm ²
-------------	---------------------------------

Resistenza a compressione pura

$$N_{C,Rd} = A_{eff} f_{jd}$$

$N_{C,Rd} =$	4263.95 kN
--------------	-------------------

RESISTENZA A TRAZIONE PURA

Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo

$e_h =$	40.00 mm
---------	----------

Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna

$x_h =$	60.00 mm
---------	----------

$m_h =$	54.34 mm
---------	----------

Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo

$e_v = e$	40.00 mm
-----------	----------

Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale

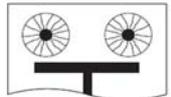
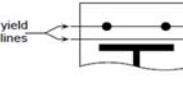
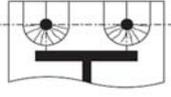
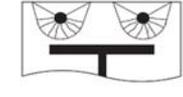
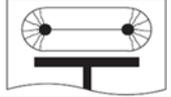
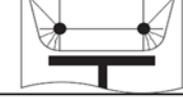
$x_v =$	60.00 mm
---------	----------

$m_v =$	60.00 mm
---------	----------

Passo verticale tra i tirafondi

$p_v = p$	105.00 mm
-----------	-----------

Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base

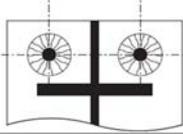
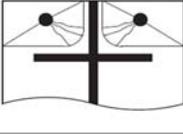
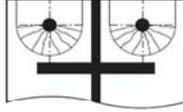
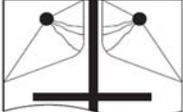
Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m_x$		Double curvature $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + w$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{w}{2}$

Tipologia della piastra di base: 1

Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	$n =$	5
<i>Percorso di snervamento circolare</i>	$L_{eff,cp\ 1} =$	1707.24 mm
<i>Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,cp\ 2} =$	1253.62 mm
<i>Percorso di snervamento circolare di gruppo</i>	$L_{eff,cp\ 3} =$	1181.45 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura</i>	$L_{eff,nc\ 1} =$	500.00 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,nc\ 2} =$	1336.86 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo</i>	$L_{eff,nc\ 3} =$	1149.49 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare di gruppo</i>	$L_{eff,nc\ 4} =$	687.37 mm
	$L_{eff,min} =$	500.00 mm

Tipologia della piastra di base: 2

Numero di tirafondi d'angolo	$n_{comer} =$	2
Numero di tirafondi ubicati tra gli irrigidimenti	$n_{int} =$	3
<i>Percorso di snervamento circolare</i>	$L_{eff,cp\ 1} =$	1707.24 mm
<i>Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,cp\ 2} =$	1253.62 mm
<i>Percorso di snervamento circolare di gruppo</i>	$L_{eff,cp\ 3} =$	1444.34 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo</i>	$L_{eff,nc\ 1} =$	1336.86 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo</i>	$L_{eff,nc\ 2} =$	1149.49 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare di gruppo</i>	$L_{eff,nc\ 3} =$	1172.12 mm
<i>Percorso di snervamento non circolare di gruppo</i>	$L_{eff,nc\ 4} =$	847.37 mm
	$L_{eff,min} =$	847.37 mm

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{\text{eff,cp}} = 2\pi m$		Corner yielding $\ell_{\text{eff,nc}} = \alpha m - (2m + 0.625e) + e_x$
	Individual end yielding, $\ell_{\text{eff,cp}} = \pi m + 2e_x$		Corner yielding away from the stiffener/flange (m_x large) $\ell_{\text{eff,nc}} = 2m + 0.625e + e_x$

Tipologia della piastra di base: 3Coefficiente α (α compreso tra 4.45 e 8.00)

$\alpha = 5.13$

Coefficients λ per la determinazione del fattore a di piastra nervata

$\lambda_1 = 0.58$

$$\lambda_{1,\text{lim}} = \frac{1.25}{(\alpha - 2.75)} \quad \lambda_1^* = \lambda_{1,\text{lim}} + (1 - \lambda_{1,\text{lim}}) \left(\frac{\lambda_{2,\text{lim}} - \lambda_1}{\lambda_{2,\text{lim}}} \right)^{0.185\alpha^{1.785}}$$

$\lambda_2 = 0.64$

$\lambda_{1,\text{lim}} = 0.53$

$$\lambda_{2,\text{lim}} = \frac{\alpha \lambda_{1,\text{lim}}}{2}$$

$\lambda_{2,\text{lim}} = 1.35$

$\lambda_1^* = 0.58$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$L_{\text{eff,nc } 3} = 1207.20 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$L_{\text{eff,nc } 4} = 882.46 \text{ mm}$

$L_{\text{eff,min}} = 882.46 \text{ mm}$

Resistenza a flessione della piastra

Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra

$L_{\text{eff,min}} = 500.00 \text{ mm}$

Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto

$M_{\text{pl},1,2,\text{Rd}} = 29.46 \text{ kNm}$

Resistenza a trazione per flessione della piastra di base

$F_{\text{T},1+2,\text{Rd}} = 542.19 \text{ kN}$

Resistenza a trazione dei tirafondi

Numero dei tirafondi per ciascun lato

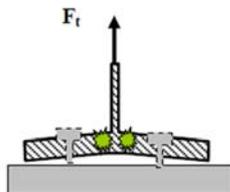
$n = 5$

Resistenza a trazione del singolo tirafondo

$F_{\text{t,Rd}} = 162 \text{ kN}$

Resistenza per collasso dei tirafondi

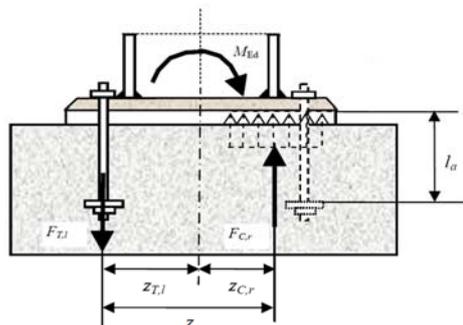
$F_{\text{T},3,\text{Rd}} = 807.84 \text{ kN}$



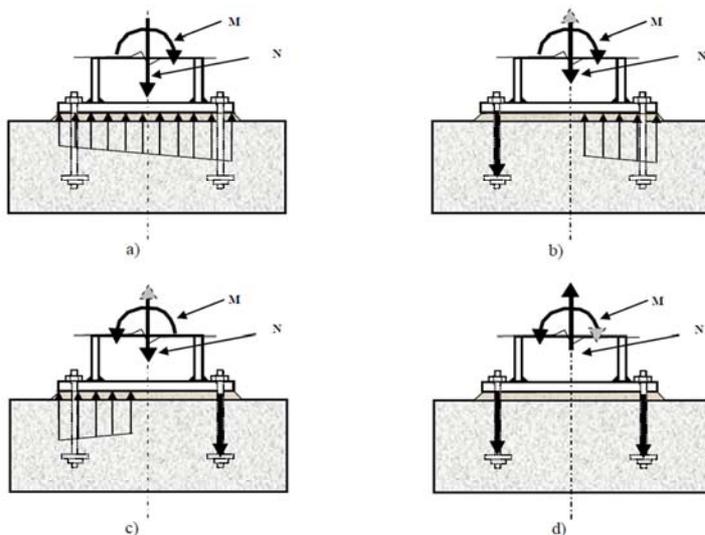
Resistenza a trazione pura

$N_{\text{T,Rd}} = -2\min(F_{1,2}; F_3)$

$N_{\text{T,Rd}} = -1084.38 \text{ kN}$

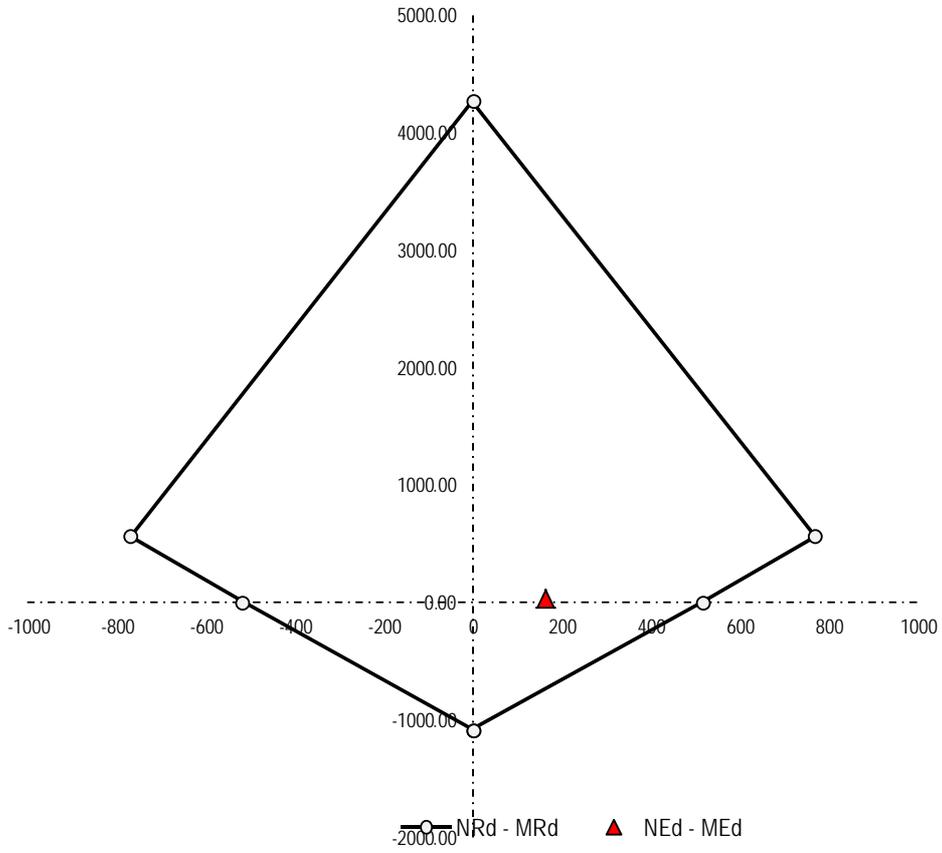
RESISTENZA A FLESSIONE PURA

Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna	$F_{C,Rd} =$	1106.53 kN
Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi	$F_{T,Rd} =$	542.19 kN
	$F_{min,Rd} =$	542.19 kN
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione	$z =$	955.00 mm
Resistenza a flessione pura	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} z$	517.79 kNm

RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE

Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra	$z_C =$	445.00 mm
Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra	$z_T =$	510.00 mm
Resistenza assiale	$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$	564.34 kN
Resistenza a flessione	$M_{Rd} = F_{C,Rd}(z_C) - F_{T,Rd}(z_T)$	768.92 kNm

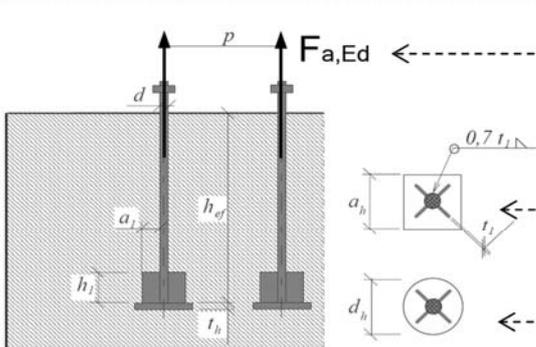
Dominio di resistenza della Piastra di Base



RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

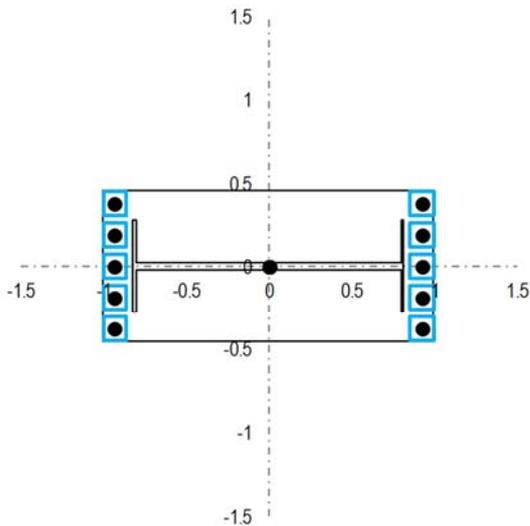
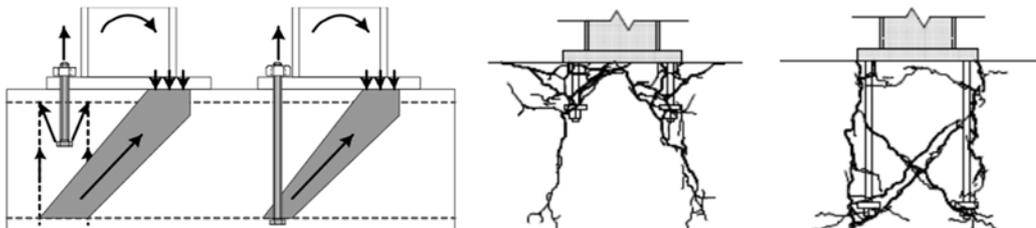
Sollecitazione di progetto su ciascun sistema di ancoraggio

$F_{a,Ed} = 108.44 \text{ kN}$



- Tipologia della rosetta di ancoraggio
- Lato o diametro della rosetta di ancoraggio
- Altezza efficace del tirafondo o ancorante
- Spessore della rosetta di ancoraggio
- Area della sezione della testa dell'ancoraggio

Type =	C
a_h o d_h =	80.00 mm
<i>altezza idonea</i> h_{eff} =	800.00 mm
t_h =	20.00 mm
A_h =	4319.69 mm ²



NOTA

La resistenza dell'ancoraggio è valutata in accordo con l'ANNESSO C relativo alla Norma ETAG 2010

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo compresso	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo teso	$\gamma_1 =$	1.20 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il grado di sicurezza di installazione	$\gamma_2 =$	1.40 -
Coefficiente parziale di sicurezza per l'ancoraggio	$\gamma_{Mc} =$	2.52 -

Resistenza iniziale di un ancorante posto in calcestruzzo non fessurato	$N_{0,Rk,c} =$	892.34 kN
Distanza orizzontale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,min} =$	1240.00 mm
Distanza verticale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,min} =$	540.00 mm
Distanza orizzontale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,max} =$	2260.00 mm
Distanza verticale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,max} =$	960.00 mm
Interasse necessario per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$s_{cr,N} =$	2400.00 mm
Distanza dal bordo per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$c_{cr,N} =$	1200.00 mm
Area di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanze dai bordi	$A_{0,c,N} =$	5.76E+06 mm ²
Area effettiva di un ancorante singolo sulla superficie di calcestruzzo	$A_{c,N} =$	3.60E+06 mm ²
Rapporto tra l'area effettiva e l'area ideale del singolo ancorante	$A_N/A_{N0} =$	0.63 -
Fattore che tiene in conto degli effetti di bordo	$\Psi_{s,N} =$	0.84 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'armatura	$\Psi_{re,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'eccentricità	$\Psi_{ec,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto della fessurazione del calcestruzzo	$\Psi_{ucr,N} =$	1.00 -

Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo $N_{Rd,c} =$ 36.96 kN

$$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$$

Resistenza al fenomeno del pull - out $N_{Rd,p} =$ 308.55 kN

$$N_{Rd,p} = (6 A_h R_{ck} \Psi_{ucr,N}) / \gamma_{Mc}$$

Verifica dell'ancoraggio $\rho_{anchor} =$ ✘ 2.93 -

Si rende necessaria l'introduzione di apposita armatura per scongiurare l'effetto della rottura conica del cls

ARMATURA NECESSARIA PER L'ANCORAGGIO

Sollecitazione sull'armatura di ciascun ancoraggio	$\Delta F_{a,Ed} =$	71.48 kN
Resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura	$f_{yk} =$	500.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura	$\gamma_s =$	1.15 -
Resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$f_{yd} =$	434.78 MPa
Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo	$A_{s,min} =$	164.40 mm ²
Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione	$\phi =$	12.00 mm
Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio	$n_{f,min} =$	1.45 -
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio	$n_f =$	2.00 OK

Determinazione della lunghezza minima di ancoraggio

Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1.20 MPa
Coefficiente legato alla condizione di aderenza	$\eta_1 =$	0.70 -
Coefficiente legato al diametro della barra	$\eta_2 =$	1.00 -
Valore di progetto della tensione di aderenza $f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$	$f_{bd} =$	1.89 MPa
Tensione nella barra	$\sigma_{sd} =$	316.00 MPa
Lunghezza di ancoraggio minima per ancorare la barra	$l_{b,rqd} =$	502.86 mm

10.4 VERIFICA DEI MONTANTI

10.4.1 MONOPALI TIPO "A"

VERIFICA DELLE COLONNE IN ACCIAIO - Eurocodice 3 (ANNEX A)

Geometria della sezione trasversale		
Altezza	h	300 [mm]
Altezza saldabile	d	200 [mm]
Larghezza	b	150 [mm]
Spessore dell'anima	t _w	10 [mm]
Spessore delle ali	t _r	5 [mm]
Raggio di raccordo	r	5 [mm]
Area della sezione	A	4336 [mm ²]

Asse forte y - y		
Momento d'inerzia	I _y	5.15E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,y}	3.44E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y}	4.22E+05 [mm ³]
Raggio d'inerzia	i _y	109.0 [mm]

Asse debole z - z		
Momento d'inerzia	I _z	1.77E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,z}	2.36E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,z}	2.62E+05 [mm ³]
Raggio d'inerzia	i _z	63.9 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	4.21E+07 [mm ⁴]
Costante d'ingobbamento	I _w	1.81E+10 [mm ⁶]
Classificazione della sezione	Classe	1 [-]

Resistenza a trazione	N _{t,Rd}	1135.52 [kN]
-----------------------	-------------------	--------------

Resistenza a compressione	N _{ty,Rd}	904.98 [kN]
	N _{tz,Rd}	518.43 [kN]

Lunghezze libere d'inflexione	L _{cr,y}	6400 [mm]
	L _{cr,z}	6400 [mm]
Snellezze della colonna	λ _y	58.70 [-]
	λ _z	100.14 [-]
Normali critiche Euleriane	N _{cr,y}	2607538 [N]
	N _{cr,z}	896078 [N]
Snellezze relative	λ̄ _y	0.6762 [-]
	λ̄ _z	1.1535 [-]
Coefficienti di instabilità	φ _y	0.8096 [-]
	φ _z	1.3989 [-]
	χ _y	0.7970 [-]
	χ _z	0.4566 [-]

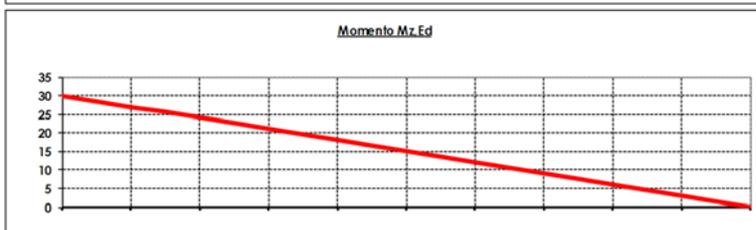
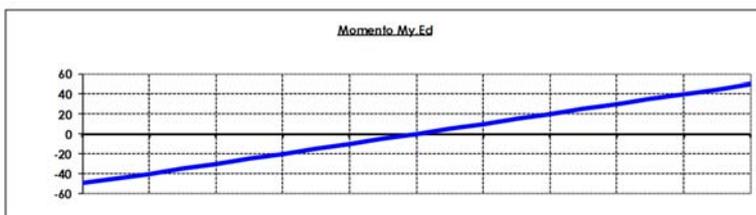
Resistenza a flessione	M _{ky,Rd}	110.50 [kNm]
	M _{kz,Rd}	68.55 [kNm]

Materiale costituente la colonna		
Resistenza a snervamento	f _y	275 [MPa]
Resistenza a rottura	f _u	430 [MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000 [MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ _M	1.05 [-]

Geometria della colonna e sollecitazioni		
Altezza della colonna	H	3200 [mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflexione	β _y	2 [-]
	β _z	2 [-]
Coefficienti di imperfezione	α _{fy}	0.34 [-]
	α _z	0.49 [-]

Momenti sollecitanti		
M _{1,y}	31.9 [kNm]	
ψ M _{1,y}	1 [kNm]	
M _{1,z}	1 [kNm]	
ψ M _{1,z}	1 [kNm]	
Forza Normale sollecitante in valore assoluto	N _{Ed}	3.3 [kN]

NOTA	
Ass(M ₁) = Ass(ψ M ₁)	



VERIFICA DI PRESSOFLESSIONE E FLESSOTORSIONE SECONDO L'APPENDICE "A" DELL'E.C.3

Instabilità Laterale (Lateral Torsional Buckling)		
Lunghezza tra i ritegni per l'instabilità laterale (assunta uguale a $L_{cr,z}$)	$L_{cr,z,T}$	6400 [mm]
Coefficiente di distribuzione del momento	ψ	0.0313 [-]
Coefficiente C_1 per l'instabilità laterale	C_1	1.738 [-]
Momento Critico Euleriano	M_{cr}	3037 [kNm]
Snellezza adimensionale	λ_{LT}	0.1955 [-]
Rapporto altezza larghezza	h/b	2.00 [-]
Coefficiente di imperfezione	α_{LT}	0.34 [-]
Coefficienti di instabilità laterale	ϕ_{LT}	0.4796 [-]
	χ_{LT}	1.0773 [-]
	k_c	0.7578 [-]
	f	0.9674 [-]
	f	0.9674 [-]
	$\chi_{LT,mod}$	1.0337 [-]
	$\chi_{LT,mod}$	1.0000 [-]
	$M_{Ed,Ed}$	110.50 [kNm]

$M_{b,Ed} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$		
--	--	--

Resistenza all'instabilità flessa o torsionale		
Calcolo dei coefficienti di interazione N - M		
Solllecitazioni nella sezione da verificare		
	N_{Ed}	3.3 [kN]
	$M_{y,Ed}$	50.00 [kNm]
	$M_{z,Ed}$	30.00 [kNm]
Coefficienti m_y e m_z	m_y	0.9997 [-]
	m_z	0.9980 [-]
Rapporti tra i moduli plastici e quelli elastici	w_y	1.228 [-]
	w_y	1.228 [-]
	w_z	1.108 [-]
	w_z	1.108 [-]
Momento d'inerzia polare	I_p	69240026 [mm ⁴]
Forza assiale critica per l'instabilità flessa torsionale	$N_{cr,T}$	213197 [kN]
Momento Critico Euleriano per distribuzione uniforme del momento ($C_1=1$)	$M_{cr,0}$	1747 [kNm]
Snellezza adimensionale per distribuzione uniforme di momento	λ_0	0.2577 [-]
	λ_{0lim}	0.2635 [-]
Coefficiente e_y	e_y	191.22 [-]
Coefficiente a_{LT}	a_{LT}	0.1822 [-]

Calcolo dei fattori $C_{m,0}$		
Coefficienti di distribuzione del momento		
	ψ_1	0.0313 [-]
	ψ_2	1.0000 [-]
	$C_{m,0}$	0.7964 [-]
	$C_{m,0}$	1.0009 [-]

Calcolo dei fattori C_{m1}		
	C_{m1}	0.7964 [-]
	C_{m1}	1.0009 [-]
	$C_{m1,T}$	1.0000 [-]
	$C_{m1,T}$	1.0000 [-]

Calcolo del fattore C_{yy}		
	η_{pl}	0.0029 [-]
	b_{LT}	0.0012 [-]
	λ_{max}	1.1535 [-]
	C_{yy}	0.9997 [-]
	C_{yy}	0.9997 [-]

Calcolo del fattore C_{yz}		
	η_{pl}	0.0029 [-]
	c_{LT}	0.0102 [-]
	λ_{max}	1.1535 [-]
	C_{yz}	0.9960 [-]
	C_{yz}	0.9960 [-]

Calcolo del fattore C_{zy}		
	η_{pl}	0.0029 [-]
	d_{LT}	0.0125 [-]
	λ_{max}	1.1535 [-]
	C_{zy}	0.9957 [-]
	C_{zy}	0.9957 [-]

Calcolo del fattore C_{zx}		
	η_{pl}	0.0029 [-]
	e_{LT}	0.0242 [-]
	λ_{max}	1.1535 [-]
	C_{zx}	0.9969 [-]
	C_{zx}	0.9969 [-]

Calcolo del fattore k_{yy}		
	k_{yy}	0.7975 [-]

Calcolo del fattore k_{yz}		
	k_{yz}	0.5748 [-]

Calcolo del fattore k_{zy}		
	k_{zy}	0.5048 [-]

Calcolo del fattore k_{zx}		
	k_{zx}	1.0057 [-]

Verifica della colonna		
Verifica attorno all'asse forte	Λ	0.616 [-]
Verifica attorno all'asse debole	Λ	0.675 [-]

$$M_u = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_y + I_z}{I_x + I_z} \frac{EI_z}{EI_x}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_u}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \bar{\beta}_{LT}^2 \right]$$

with $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.40$ and $\beta = 0.75$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\beta}_{LT}^2}} \quad k_c = \frac{1}{1.33 - 0.33\psi}$$

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] \quad \text{but } f \leq 1.0$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{but } \chi_{LT,mod} \leq 1$$

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1.5 \quad w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1.5$$

$$I_0 = I_y + I_z$$

$$N_{cr,T} = \frac{A}{I_0} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \right)$$

$$\bar{\lambda}_{0lim} = 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}$$

$$e_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{for class 1, 2 and 3 cross-sections}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_y}{I_z} \geq 0$$

$$C_{m,0} = 0.79 + 0.21\psi_1 + 0.36(\psi_1 - 0.33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}$$

If $\bar{\lambda}_0 \leq 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}$: $C_{m,0} = C_{m,0}$
 $C_{m,0} = C_{m,0}$
 $C_{m,1} = 1.0$

If $\bar{\lambda}_0 > 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}$: $C_{m,0} = C_{m,0} + (1 - C_{m,0}) \frac{\sqrt{e_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{e_y} a_{LT}}$
 $C_{m,1} = C_{m,0}$
 $C_{m,1,T} = C_{m,0}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}} \geq 1$

$$\eta_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y} / \gamma_{rel}}$$

$$b_{LT} = 0.5 a_{LT} \frac{1}{\lambda_0} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Ed}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Ed}}$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[2 - \frac{1.6}{w_y} C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_y} C_{m,1}^2 \bar{\lambda}_{max} \right] \eta_{pl} - b_{LT} \geq \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}}$$

$$c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{1}{\lambda_0} \frac{M_{y,Ed}}{5 + \bar{\lambda}_z^4 C_{m,1} \chi_{LT} M_{pl,y,Ed}}$$

$$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[2 - 14 \frac{C_{m,1}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z} \right] \eta_{pl} - c_{LT} \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{pl,z}}{w_z} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}}$$

$$d_{LT} = 2 \eta_{pl} \frac{1}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{z,Ed}}{C_{m,1} \chi_{LT} M_{pl,z,Ed}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,0} M_{pl,y,Ed}}$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[2 - 14 \frac{C_{m,1}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y} \right] \eta_{pl} - d_{LT} \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{pl,y}}{w_y} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}}$$

$$e_{LT} = 1.7 a_{LT} \frac{1}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,1} \chi_{LT} M_{pl,y,Ed}}$$

$$C_{zx} = 1 + (w_z - 1) \left[2 - \frac{1.6}{w_z} C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_z} C_{m,1}^2 \bar{\lambda}_{max} \right] \eta_{pl} - e_{LT} \geq \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}}$$

Interaction factors	Design assumptions	
	elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{yy}	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}$	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}$
k_{yz}	$C_{m,0} \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}$	$C_{m,0} \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$
k_{zy}	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}$	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$
k_{zx}	$C_{m,0} \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}$	$C_{m,0} \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zx} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

VERIFICA DI PRESSOFLESSIONE E FLESSOTORSIONE SECONDO L'APPENDICE "A" DELL'E.C.3

<p>Instabilità Laterale (Lateral Torsional Buckling)</p> <p>Lunghezza tra i ritegni per l'instabilità laterale (assunta uguale a $L_{cr,z}$) $L_{cr,z,T}$ 6800 [mm]</p> <p>Coefficiente di distribuzione del momento ψ 0.0172 [-]</p> <p>Coefficiente C_1 per l'instabilità laterale C_1 1.753 [-]</p> <p>Momento Critico Euleriano M_{cr} 2882 [kNm]</p> <p>Snellezza adimensionale λ_{LT} 0.2006 [-]</p> <p>Rapporto altezza larghezza h/b 2.00 [-]</p> <p>Coefficiente di imperfezione α_{LT} 0.34 [-]</p> <p>Coefficienti di instabilità laterale ϕ_{LT} 0.4812 [-]</p> <p>χ_{LT} 1.0753 [-]</p> <p>k_c 0.7551 [-]</p> <p>f 0.9655 [-]</p> <p>f 0.9655 [-]</p> <p>$\chi_{LT,mod}$ 1.0357 [-]</p> <p>$\chi_{LT,mod}$ 1.0000 [-]</p> <p>$M_{Ed,Ed}$ 110.50 [kNm]</p>			$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{I_y + \frac{E^2 G I_t}{\pi^2 EI_z}}$ $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} L^2}{M_{cr}}}$ $\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \bar{\lambda}_{LT}) + \bar{\beta}_{LT} \right]$ <p>with $\bar{\lambda}_{LT} = 0.40$ and $\beta = 0.75$</p> $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\beta}_{LT}^2}} \quad k_c = \frac{1}{1.33 - 0.33\psi}$ $f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\lambda_{LT} - 0.8)^2] \quad \text{but } f \leq 1.0$ $\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{but } \chi_{LT,mod} \leq 1$																	
<p>Resistenza all'instabilità flessotorsionale</p> <p>Calcolo dei coefficienti di interazione N - M</p> <p>Sollecitazioni nella sezione da verificare</p> <p>N_{Ed} 4.9 [kN]</p> <p>$M_{y,Ed}$ 50.00 [kNm]</p> <p>$M_{z,Ed}$ 30.00 [kNm]</p> <p>Coefficienti m_y e m_z</p> <p>μ_y 0.9995 [-]</p> <p>μ_z 0.9964 [-]</p> <p>Rapporti tra i moduli plastici e quelli elastici</p> <p>w_y 1.228 [-]</p> <p>w_y 1.228 [-]</p> <p>w_z 1.108 [-]</p> <p>w_z 1.108 [-]</p> <p>Momento d'inerzia polare I_p 69240026 [mm⁴]</p> <p>Forza assiale critica per l'instabilità flessotorsionale $N_{cr,T}$ 213191 [kN]</p> <p>Momento Critico Euleriano per distribuzione uniforme del momento ($C_1=1$) $M_{cr,0}$ 1644 [kNm]</p> <p>Snellezza adimensionale per distribuzione uniforme di momento λ_0 0.2657 [-]</p> <p>λ_{0lim} 0.2644 [-]</p> <p>Coefficiente e_y e_y 128.78 [-]</p> <p>Coefficiente a_{LT} a_{LT} 0.1822 [-]</p> <p>a_{LT} 0.1822 [-]</p>			$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ $\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1.5 \quad w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1.5$ $I_0 = I_y + I_z$ $N_{cr,T} = \frac{A}{I_0} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_p}{L^2} \right)$ $\bar{\lambda}_{0lim} = 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)}$ $e_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{for class 1, 2 and 3 cross-sections}$ $a_{LT} = 1 - \frac{I_0}{I_y} \geq 0$																	
<p>Calcolo dei fattori $C_{m,0}$</p> <p>Coefficienti di distribuzione del momento</p> <p>ψ_1 0.0172 [-]</p> <p>ψ_2 1.0000 [-]</p> <p>$C_{m,0}$ 0.7934 [-]</p> <p>$C_{m,0}$ 1.0015 [-]</p>			$C_{m,0} = 0.79 + 0.21\psi_1 + 0.36(\psi_1 - 0.33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,1}}$ <p>If $\bar{\lambda}_0 \leq 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)}$: $C_{m,0} = C_{m,0}$</p> <p>If $\bar{\lambda}_0 > 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)}$: $C_{m,0} = C_{m,0} + (1 - C_{m,0}) \frac{\sqrt{e_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{e_y} a_{LT}}$</p>																	
<p>Calcolo dei fattori C_{m1}</p> <p>C_{m1} 0.9326 [-]</p> <p>C_{m1} 1.0015 [-]</p> <p>C_{m1} 1.1590 [-]</p> <p>C_{m1} 1.0000 [-]</p>			$C_{m1} = C_{m,0}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)}} \geq 1$																	
<p>Calcolo del fattore C_{yy}</p> <p>η_{pl} 0.0043 [-]</p> <p>b_{LT} 0.0013 [-]</p> <p>λ_{max} 1.2256 [-]</p> <p>C_{yy} 0.9986 [-]</p> <p>C_{yy} 0.9986 [-]</p>			$b_{LT} = 0.5 a_{LT} \frac{1}{\lambda_0} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Ed}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Ed}}$ $C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6}{w_y} C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_y} C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max} \right) \eta_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$																	
<p>Calcolo del fattore C_{yz}</p> <p>η_{pl} 0.0043 [-]</p> <p>c_{LT} 0.0086 [-]</p> <p>λ_{max} 1.2256 [-]</p> <p>C_{yz} 0.9941 [-]</p> <p>C_{yz} 0.9941 [-]</p>			$c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{1}{\lambda_0} \frac{M_{y,Ed}}{5 + \bar{\lambda}_z^4 C_{m,0} \chi_{LT} M_{pl,y,Ed}}$ $C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^2} \right) \eta_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{el,z}}{w_y} \frac{W_{pl,z}}{W_{pl,z}}}$																	
<p>Calcolo del fattore C_{zz}</p> <p>η_{pl} 0.0043 [-]</p> <p>d_{LT} 0.0087 [-]</p> <p>η_{max} 1.2256 [-]</p> <p>C_{zz} 0.9935 [-]</p> <p>C_{zz} 0.9935 [-]</p>			$d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{1}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{z,Ed}}{C_{m,0} \chi_{LT} M_{pl,z,Ed}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,0} M_{pl,y,Ed}}$ $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^2} \right) \eta_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{el,z}}{w_y} \frac{W_{pl,z}}{W_{pl,z}}}$																	
<p>Calcolo del fattore C_{zz}</p> <p>η_{pl} 0.0043 [-]</p> <p>e_{LT} 0.0169 [-]</p> <p>λ_{max} 1.2256 [-]</p> <p>C_{zz} 0.9972 [-]</p> <p>C_{zz} 0.9972 [-]</p>			$e_{LT} = 1.7 a_{LT} \frac{1}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,0} \chi_{LT} M_{pl,y,Ed}}$ $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6}{w_z} C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_z} C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max} \right) \eta_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$																	
<p>Calcolo del fattore k_{yy} k_{yy} 0.9354 [-]</p> <p>Calcolo del fattore k_{yz} k_{yz} 0.5776 [-]</p> <p>Calcolo del fattore k_{zy} k_{zy} 0.5920 [-]</p> <p>Calcolo del fattore k_{zz} k_{zz} 1.0069 [-]</p>			<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Interaction factors</th> <th colspan="2">Design assumptions</th> </tr> <tr> <th>elastic cross-sectional properties class 3, class 4</th> <th>plastic cross-sectional properties class 1, class 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>k_{yy}</td> <td>$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$</td> <td>$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$</td> </tr> <tr> <td>$k_{yz}$</td> <td>$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$</td> <td>$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$</td> </tr> <tr> <td>$k_{zy}$</td> <td>$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$</td> <td>$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$</td> </tr> <tr> <td>$k_{zz}$</td> <td>$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$</td> <td>$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$</td> </tr> </tbody> </table>	Interaction factors	Design assumptions		elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2	k_{yy}	$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	k_{yz}	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$	k_{zy}	$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$	k_{zz}	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$
Interaction factors	Design assumptions																			
	elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2																		
k_{yy}	$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$																		
k_{yz}	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$																		
k_{zy}	$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} C_{m1} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$																		
k_{zz}	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$																		
<p>Verifica della colonna</p> <p>Verifica attorno all'asse forte A 0.682 [-]</p> <p>Verifica attorno all'asse debole A 0.719 [-]</p>			$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$ $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{yz} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$																	

10.4.3 MONOPALI TIPO "C"

VERIFICA DELLE COLONNE IN ACCIAIO - Eurocodice 3 (ANNEX A)

Geometria della sezione trasversale		
Altezza	h	300 [mm]
Altezza saldabile	d	200 [mm]
Larghezza	b	150 [mm]
Spessore dell'anima	t _w	10 [mm]
Spessore delle ali	t _r	5 [mm]
Raggio di raccordo	r	5 [mm]
Area della sezione	A	4336 [mm ²]

Asse forte y - y		
Momento d'inerzia	I _y	5.15E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,y}	3.44E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y}	4.22E+05 [mm ³]
Raggio d'inerzia	i _y	109.0 [mm]

Asse debole z - z		
Momento d'inerzia	I _z	1.77E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,z}	2.36E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,z}	2.62E+05 [mm ³]
Raggio d'inerzia	i _z	63.9 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	4.21E+07 [mm ⁴]
Costante d'ingobbamento	I _w	1.81E+10 [mm ⁶]
Classificazione della sezione	Classe	1 [-]

Resistenza a trazione	N _{t,Rd}	1135.52 [kN]
------------------------------	-------------------	--------------

Resistenza a compressione		
	N _{ty,Rd}	820.53 [kN]
	N _{tz,Rd}	409.52 [kN]
Lunghezze libere d'inflessione	L _{cr,y}	7600 [mm]
	L _{cr,z}	7600 [mm]
Snellezze della colonna	λ _y	69.71 [-]
	λ _z	118.92 [-]
Normali critiche Euleriane	N _{cr,y}	1849113 [N]
	N _{cr,z}	635446 [N]
Snellezze relative	λ _{ty}	0.8030 [-]
	λ _{tz}	1.3698 [-]
Coefficienti di instabilità	φ _y	0.9249 [-]
	φ _z	1.7248 [-]
	χ _y	0.7226 [-]
	χ _z	0.3606 [-]

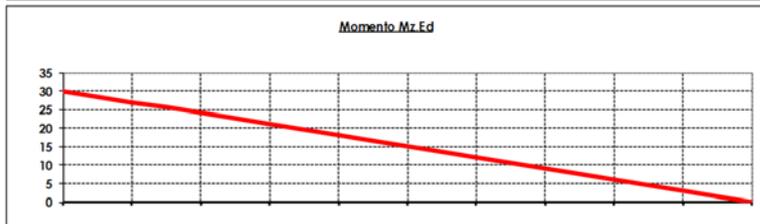
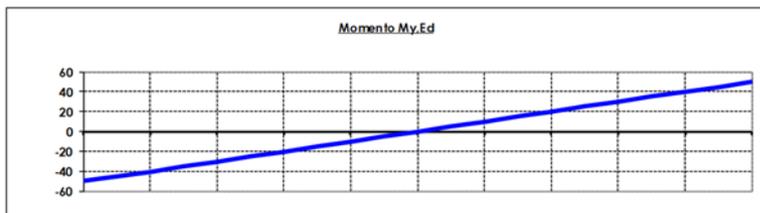
Resistenza a flessione	M _{y,Rd}	110.50 [kNm]
	M _{z,Rd}	68.55 [kNm]

Materiale costituente la colonna		
Resistenza a snervamento	f _y	275 [MPa]
Resistenza a rottura	f _t	430 [MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000 [MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ _M	1.05 [-]

Geometria della colonna e sollecitazioni		
Altezza della colonna	H	3800 [mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β _y	2 [-]
	β _z	2 [-]
Coefficienti di imperfezione	α _y	0.34 [-]
	α _z	0.49 [-]

Momenti sollecitanti		
M _{1,y}	90.7 [kNm]	
ψ M _{1,y}	1 [kNm]	
M _{1,z}	1 [kNm]	
ψ M _{1,z}	1 [kNm]	
N _{Ed}	6.6 [kN]	

NOTA
Ass(M₁) >= Ass(ψ M₁)



VERIFICA DI PRESSOFLESSIONE E FLESSOTORSIONE SECONDO L'APPENDICE "A" DELLE C.C.3

Instabilità Laterale (Lateral Torsional Buckling)		
Lunghezza tra i ritegni per l'instabilità laterale (assunta uguale a $L_{cr,z}$)	$L_{cr,z,T}$	7600 [mm]
Coefficiente di distribuzione del momento	ψ	0.0110 [-]
Coefficiente C_1 per l'instabilità laterale	C_1	1.760 [-]
Momento Critico Euleriano	M_{cr}	2588 [kNm]
Snellezza adimensionale	λ_{LT}	0.2117 [-]
Rapporto altezza larghezza	h/b	2.00 [-]
Coefficiente di imperfezione	α_{LT}	0.34 [-]
Coefficienti di instabilità laterale	ϕ_{LT}	0.4848 [-]
	χ_{LT}	1.0711 [-]
	k_{z}	0.7539 [-]
	f	0.9621 [-]
	f	0.9621 [-]
	$\chi_{LT,mod}$	1.0394 [-]
	$\chi_{LT,mod}$	1.0000 [-]
	$M_{b,Rd}$	110.50 [kNm]
$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$		
$M_u = C_1 \frac{\pi^2 EI_x}{L^2} \sqrt{\frac{I_y + I_z}{I_x} + \frac{E^2 G I_t}{\pi^2 EI_x}}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{cr} \psi}{M_u}}$ $\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ with $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.40$ and $\beta = 0.75$ $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $k_z = \frac{1}{1.33 - 0.33 \psi}$ $f = 1 - 0.5(1 - k_z)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$ but $f \leq 1.0$ $\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}$ but $\chi_{LT,mod} \leq 1$		
Resistenza all'instabilità flessotorsionale		
Calcolo dei coefficienti di interazione N - M		
Solicitazioni nella sezione da verificare		
	N_{Ed}	6.6 [kN]
	$M_{y,Ed}$	50.00 [kNm]
	$M_{z,Ed}$	30.00 [kNm]
Coefficienti μ_y e μ_z	μ_y	0.9990 [-]
	μ_z	0.9933 [-]
Rapporti tra i moduli plastici e quelli elastici	w_y	1.228 [-]
	w_y	1.228 [-]
	w_z	1.108 [-]
	w_z	1.108 [-]
Momento d'inerzia polare	I_0	69240036 [mm ⁴]
Forza assiale critica per l'instabilità flessotorsionale	$N_{cr,T}$	213180 [kN]
Momento Critico Euleriano per distribuzione uniforme del momento ($C_1=1$)	$M_{cr,0}$	1471 [kNm]
Snellezza adimensionale per distribuzione uniforme di momento	λ_0	0.2809 [-]
	$\lambda_{0,lim}$	0.2646 [-]
Coefficiente e_y	e_y	95.61 [-]
Coefficiente a_{LT}	a_{LT}	0.1822 [-]
	a_{LT}	0.1822 [-]
Calcolo dei fattori $C_{m,0}$		
Coefficienti di distribuzione del momento		
	ψ_T	0.0110 [-]
	ψ_F	1.0000 [-]
	$C_{m,0}$	0.7919 [-]
	$C_{m,0}$	1.0025 [-]
Calcolo dei fattori $C_{m,i}$		
	$C_{m,y}$	0.9252 [-]
	$C_{m,z}$	1.0025 [-]
	$C_{m,LT}$	1.0568 [-]
	$C_{m,LT}$	1.0000 [-]
Calcolo del fattore C_{yy}		
	η_{pl}	0.0038 [-]
	b_{LT}	0.0014 [-]
	λ_{max}	1.3698 [-]
	C_{yy}	0.9975 [-]
	C_{yy}	0.9975 [-]
Calcolo del fattore C_{yz}		
	η_{pl}	0.0038 [-]
	c_{LT}	0.0082 [-]
	λ_{max}	1.3698 [-]
	C_{yz}	0.9904 [-]
	C_{yz}	0.9904 [-]
Calcolo del fattore C_{zx}		
	η_{pl}	0.0038 [-]
	d_{LT}	0.0060 [-]
	λ_{max}	1.3698 [-]
	C_{zx}	0.9906 [-]
	C_{zx}	0.9906 [-]
Calcolo del fattore C_{zy}		
	η_{pl}	0.0038 [-]
	e_{LT}	0.0118 [-]
	λ_{max}	1.3698 [-]
	C_{zy}	0.9970 [-]
	C_{zy}	0.9970 [-]
Calcolo del fattore k_{yy}		
	k_{yy}	0.9299 [-]
Calcolo del fattore k_{yz}		
	k_{yz}	0.5825 [-]
Calcolo del fattore k_{zy}		
	k_{zy}	0.5880 [-]
Calcolo del fattore k_{zx}		
	k_{zx}	1.0093 [-]
Verifica della colonna		
Verifica attorno all'asse forte	Λ	0.684 [-]
Verifica attorno all'asse debole	Λ	0.724 [-]
$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$ $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zx} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$		

10.4.4 MONOPALI TIPO "D"

VERIFICA DELLE COLONNE IN ACCIAIO - Eurocodice 3 (ANNEX A)

Geometria della sezione trasversale			
Altezza	h	500	[mm]
Altezza saldabile	d	200	[mm]
Larghezza	b	250	[mm]
Spessore dell'anima	tw	16	[mm]
Spessore delle ali	tr	8	[mm]
Raggio di raccordo	r	8	[mm]
Area della sezione	A	11524	[mm ²]
Asse forte y - y			
Momento d'inerzia	I _y	3.80E+08	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{d,y}	1.52E+06	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y}	1.87E+06	[mm ³]
Raggio d'inerzia	i _y	181.5	[mm]
Asse debole z - z			
Momento d'inerzia	I _z	1.31E+08	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{d,z}	1.05E+06	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,z}	1.16E+06	[mm ³]
Raggio d'inerzia	i _z	106.6	[mm]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	3.14E+08	[mm ⁴]
Costante d'ingobbamento	I _w	1.96E+13	[mm ⁶]
Classificazione della sezione	Classe	1	[-]

Materiale costituente la colonna			
Resistenza a snervamento	f _y	275	[MPa]
Resistenza a rottura	f _u	430	[MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ _{M1}	1.05	[-]

Geometria della colonna e sollecitazioni			
Altezza della colonna	H	4400	[mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β _y	2	[-]
	β _z	2	[-]
Coefficienti di imperfezione	α _y	0.34	[-]
	α _z	0.49	[-]

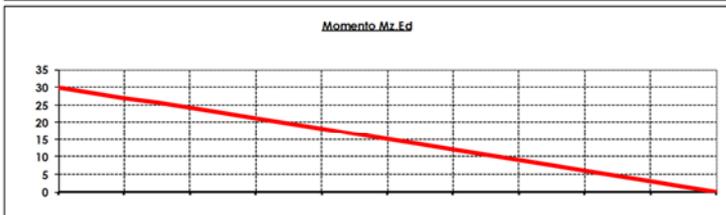
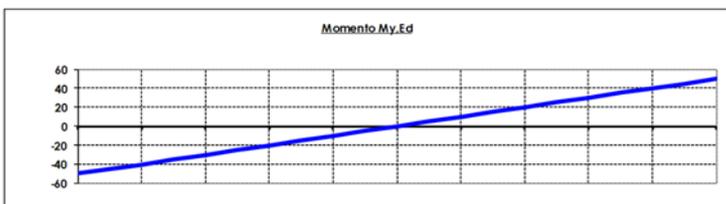
Momenti sollecitanti			
M _{1,y}	139.3	[kNm]	
ψ M _{1,y}	1	[kNm]	
M _{1,z}	1	[kNm]	
ψ M _{1,z}	1	[kNm]	
Forza Normale sollecitante in valore assoluto	N _{Ed}	10.4	[kN]

NOTA
Ass(M₁) ≥ Ass(ψ M₁)

Resistenza a trazione	N _{t,Rd}	3018.26	[kN]
-----------------------	-------------------	---------	------

Resistenza a compressione			
N _{br,Rd}	2587.72	[kN]	
N _{br,Rd}	1716.62	[kN]	
Lunghezze libere d'inflessione	L _{cr,y}	8800	[mm]
	L _{cr,z}	8800	[mm]
Snellezze della colonna	λ _y	48.48	[-]
	λ _z	82.58	[-]
Normali critiche Euleriane	N _{cr,y}	10160587	[N]
	N _{cr,z}	3502825	[N]
Snellezze relative	λ̄ _y	0.5585	[-]
	λ̄ _z	0.9512	[-]
Coefficienti di instabilità	φ _y	0.7169	[-]
	φ _z	1.1364	[-]
	χ _y	0.8574	[-]
	χ _z	0.5687	[-]

Resistenza a flessione	M _{y,Rd}	488.79	[kNm]
	M _{z,Rd}	303.75	[kNm]



VERIFICA DI PRESSOFLESSIONE E FLESSIONE SECONDO L'APPENDICE "A" DELL'E.C.3

Instabilità Laterale (Lateral Torsional Buckling)			
Lunghezza tra i ritegni per l'instabilità laterale (assunta uguale a L _{cr,z})	L _{cr,T}	8800	[mm]
Coefficiente di distribuzione del momento	ψ	0.0072	[-]
Coefficiente C ₁ per l'instabilità laterale	C ₁	1.764	[-]
Momento Critico Euleriano	M _{cr}	16795	[kNm]
Snellezza adimensionale	λ _{L,T}	0.1748	[-]
Rapporto altezza larghezza	h/b	2.00	[-]
Coefficiente di imperfezione	α _{L,T}	0.34	[-]
Coefficienti di instabilità laterale	φ _{L,T}	0.4732	[-]
	χ _{L,T}	1.0852	[-]
	k _c	0.7532	[-]
	f	0.9731	[-]
	f	0.9731	[-]
	χ _{L,T,mod}	1.0277	[-]
	χ _{L,T,mod}	1.0000	[-]
	M _{br,Rd}	488.79	[kNm]
Resistenza all'instabilità flessione torsionale			
Calcolo dei coefficienti di interazione N - M			
Sollecitazioni nella sezione da verificare	N _{Ed}	10.4	[kN]
	M _{y,Ed}	50.00	[kNm]
	M _{z,Ed}	30.00	[kNm]
Coefficienti m _y e m _z	μ _y	0.9999	[-]
	μ _z	0.9987	[-]
Rapporti tra i moduli plastici e quelli elastici	w _y	1.229	[-]
	w _y	1.229	[-]
	w _z	1.108	[-]
	w _z	1.108	[-]
Momento d'inerzia polare	I ₀	510511304	[mm ⁴]
Forza assiale critica per l'instabilità flessione torsionale	N _{cr,T}	584354	[kN]
Momento Critico Euleriano per distribuzione uniforme del momento (C ₁ =1)	M _{cr,0}	9522	[kNm]
Snellezza adimensionale per distribuzione uniforme di momento	λ ₀	0.2322	[-]
	λ _{0,lim}	0.2654	[-]
Coefficiente e _y	e _y	36.49	[-]
Coefficiente α _{L,T}	α _{L,T}	0.1729	[-]
	α _{L,T}	0.1729	[-]

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_x + I_z}{I_x} + \frac{I^2 G I_t}{\pi^2 EI_z}}$$

$$\bar{\lambda}_{L,T} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

$$\phi_{L,T} = 0.5 \left[1 + \alpha_{L,T} (\bar{\lambda}_{L,T} - \bar{\lambda}_{L,T,0}) + \bar{\lambda}_{L,T}^2 \right]$$

with $\bar{\lambda}_{L,T,0} = 0.40$ and $\beta = 0.75$

$$\chi_{L,T} = \frac{1}{\phi_{L,T} + \sqrt{\phi_{L,T}^2 - \beta \bar{\lambda}_{L,T}^2}} \quad k_c = \frac{1}{1.33 - 0.33 \psi}$$

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c) [1 - 2.0(\bar{\lambda}_{L,T} - 0.8)^2] \quad \text{but } f \leq 1.0$$

$$\chi_{L,T,mod} = \frac{\chi_{L,T}}{f} \quad \text{but } \chi_{L,T,mod} \leq 1$$

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1.5$$

$$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1.5$$

$$I_0 = I_y + I_z$$

$$N_{cr,T} = \frac{A}{I_0} (G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{L_{cr,T}^2})$$

$$\bar{\lambda}_{0,lim} = 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$$

$$e_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{for class 1, 2 and 3 cross-sections}$$

$$a_{L,T} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$$

Calcolo dei fattori $C_{m1,0}$		
Coefficienti di distribuzione del momento	ψ_1	0.0072 [-]
	ψ_2	1.0000 [-]
	$C_{my,0}$	0.7914 [-]
	$C_{mz,0}$	1.0007 [-]

Calcolo dei fattori C_{m1}		
	C_{my}	0.7914 [-]
	C_{mz}	1.0007 [-]
	C_{mLT}	1.0000 [-]
	C_{mLT}	1.0000 [-]

Calcolo del fattore C_{yy}		
	η_{pl}	0.0034 [-]
	d_{LT}	0.0000 [-]
	λ_{max}	0.9512 [-]
	C_{yy}	1.0004 [-]
	C_{yy}	1.0004 [-]

Calcolo del fattore C_{yz}		
	η_{pl}	0.0034 [-]
	c_{LT}	0.0021 [-]
	λ_{max}	0.9512 [-]
	C_{yz}	0.9977 [-]
	C_{yz}	0.9977 [-]

Calcolo del fattore C_{zy}		
	η_{pl}	0.0034 [-]
	d_{LT}	0.0011 [-]
	λ_{max}	0.9512 [-]
	C_{zy}	0.9991 [-]
	C_{zy}	0.9991 [-]

Calcolo del fattore C_{zz}		
	η_{pl}	0.0034 [-]
	e_{LT}	0.0096 [-]
	λ_{max}	0.9512 [-]
	C_{zz}	0.9987 [-]
	C_{zz}	0.9987 [-]

Calcolo del fattore k_{yy}	k_{yy}	0.7918 [-]
Calcolo del fattore k_{yz}	k_{yz}	0.5730 [-]
Calcolo del fattore k_{zy}	k_{zy}	0.5005 [-]
Calcolo del fattore k_{zz}	k_{zz}	1.0037 [-]

Verifica della colonna		
Verifica attorno all'asse forte	Δ	0.142 [-]
Verifica attorno all'asse debole	Δ	0.156 [-]

$$C_{m1,0} = 0.79 + 0.21\psi_1 + 0.36(\psi_1 - 0.33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}$$

$$\text{If } \bar{\lambda}_0 \leq 0.2\sqrt{C_{11}} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr10}}\right)} : C_{my} = C_{m1,0}$$

$$\text{If } \bar{\lambda}_0 > 0.2\sqrt{C_{11}} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr10}}\right)} : C_{my} = C_{m1,0} + (1 - C_{m1,0}) \frac{\sqrt{e_y a_{LT}}}{1 + \sqrt{e_y a_{LT}}}$$

$$C_{mz} = C_{m1,0}$$

$$C_{mLT} = C_{m1,0}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr10}}\right)}} \geq 1$$

$$\eta_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{cr1} / \gamma_{M1}}$$

$$b_{LT} = 0.5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^{-2} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2} - \frac{1.6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2} \right) \eta_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{pl,z}}{W_{pl,y}}$$

$$c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{5 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$$

$$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2}}{w_z^2} \right) \eta_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{pl,z}}{W_y} \frac{W_{pl,z}}{W_{pl,y}}}$$

$$d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2}}{w_y^2} \right) \eta_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_y}{w_z} \frac{W_{pl,z}}{W_{pl,y}}}$$

$$e_{LT} = 1.7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$$

$$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2} - \frac{1.6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2} \right) \eta_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{pl,z}}{W_{pl,x}}$$

Interaction factors	Design assumptions	
	elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{M_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{M_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}} \frac{1}{C_{\eta}}$
k_{yz}	$C_{mz} \frac{M_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}}$	$C_{mz} \frac{M_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}} \frac{1}{C_{\eta}} \sqrt{\frac{W_{pl,z}}{W_y}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{M_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{M_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}} \frac{1}{C_{\eta}} \sqrt{\frac{W_y}{W_{pl,z}}}$
k_{zz}	$C_{mz} \frac{M_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}}$	$C_{mz} \frac{M_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr1}}} \frac{1}{C_{\eta}}$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \gamma_{M1} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \gamma_{M1} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

10.4.5 BANDIERA TIPO "A" E TIPO "B"

VERIFICA DELLE COLONNE IN ACCIAIO - Eurocodice 3 (ANNEX A)

Geometria della sezione trasversale			
Altezza	h	900	[mm]
Altezza saldabile	d	800	[mm]
Larghezza	b	300	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	20	[mm]
Spessore delle ali	t _f	10	[mm]
Raggio di raccordo	r	15	[mm]
Area della sezione	A	23257	[mm ²]

Asse forte y - y			
Momento d'inerzia	I _y	2.25E+09	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,y}	5.01E+06	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y}	6.39E+06	[mm ³]
Raggio d'inerzia	i _y	311.4	[mm]

Asse debole z - z			
Momento d'inerzia	I _z	4.08E+08	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,z}	2.72E+06	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,z}	2.95E+06	[mm ³]
Raggio d'inerzia	i _z	132.4	[mm]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	1.14E+09	[mm ⁴]
Costante d'ingobbamento	I _w	8.86E+12	[mm ⁶]
Classificazione della sezione	Classe	3	[-]

Resistenza a trazione	N _{t,Rd}	6091.02	[kN]
-----------------------	-------------------	---------	------

Resistenza a compressione	N _{ty,Rd}	5436.69	[kN]
	N _{tz,Rd}	2850.30	[kN]

Lunghezze libere d'inflexione	L _{cr,y}	13000	[mm]
	L _{cr,z}	13000	[mm]
Snellezze della colonna	λ _y	41.75	[-]
	λ _z	98.20	[-]
Normali critiche Euleriane	N _{cr,y}	27653361	[N]
	N _{cr,z}	4998732	[N]
Snellezze relative	λ̄ _y	0.4809	[-]
	λ̄ _z	1.1311	[-]
Coefficienti di instabilità	φ _y	0.6634	[-]
	φ _z	1.3678	[-]
	χ _y	0.8926	[-]
	χ _z	0.4680	[-]

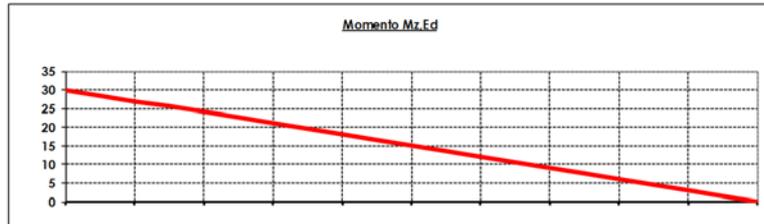
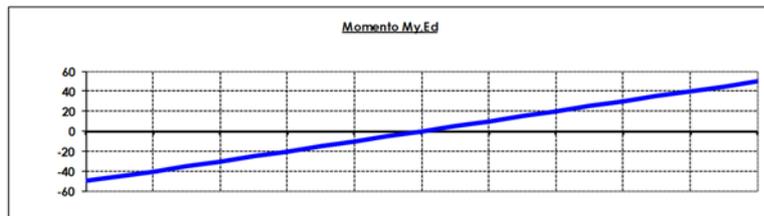
Resistenza a flessione	M _{y,Rd}	1312.34	[kNm]
	M _{z,Rd}	711.67	[kNm]

Materiale costituente la colonna			
Resistenza a snervamento	f _y	275	[MPa]
Resistenza a rottura	f _u	430	[MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ _M	1.05	[-]

Geometria della colonna e sollecitazioni			
Altezza della colonna	H	6500	[mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflexione	β _y	2	[-]
	β _z	2	[-]
Coefficienti di imperfezione	α _y	0.34	[-]
	α _z	0.49	[-]

Momenti sollecitanti			
M _{1,y}	176.5	[kNm]	
ψ M _{1,y}	1	[kNm]	
M _{1,z}	75.3	[kNm]	
ψ M _{1,z}	1	[kNm]	
Forza Normale sollecitante in valore assoluto			
N _{Ed}	31.15	[kN]	

NOTA	
Ass(M ₁)	≥ Ass(ψ M ₁)



VERIFICA DI PRESSOFLESSIONE E FLESSOTORSIONE SECONDO L'APPENDICE "A" DELL'E.C.3

Instabilità Laterale (Lateral Torsional Buckling) Lunghezza tra i ritegni per l'instabilità laterale (assunta uguale a $L_{cr,z}$) Coefficiente di distribuzione del momento Coefficiente C_1 per l'instabilità laterale Momento Critico Euleriano Snellezza adimensionale Rapporto altezza larghezza Coefficiente di imperfezione Coefficienti di instabilità laterale $M_{b,Ed} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$			<table border="1"> <tr><td>$L_{cr,z,T}$</td><td>13000 [mm]</td></tr> <tr><td>ψ</td><td>0.0057 [-]</td></tr> <tr><td>C_1</td><td>1.765 [-]</td></tr> <tr><td>M_{cr}</td><td>37954 [kNm]</td></tr> <tr><td>λ_{LT}</td><td>0.1905 [-]</td></tr> <tr><td>h/b</td><td>3.00 [-]</td></tr> <tr><td>α_{LT}</td><td>0.34 [-]</td></tr> <tr><td>ϕ_{LT}</td><td>0.4780 [-]</td></tr> <tr><td>χ_{LT}</td><td>1.0792 [-]</td></tr> <tr><td>k_c</td><td>0.7529 [-]</td></tr> <tr><td>f</td><td>0.9682 [-]</td></tr> <tr><td>f</td><td>0.9682 [-]</td></tr> <tr><td>$\chi_{LT,mod}$</td><td>1.0328 [-]</td></tr> <tr><td>$\chi_{LT,mod}$</td><td>1.0000 [-]</td></tr> <tr><td>$M_{b,y,Ed}$</td><td>1312.34 [kNm]</td></tr> </table>	$L_{cr,z,T}$	13000 [mm]	ψ	0.0057 [-]	C_1	1.765 [-]	M_{cr}	37954 [kNm]	λ_{LT}	0.1905 [-]	h/b	3.00 [-]	α_{LT}	0.34 [-]	ϕ_{LT}	0.4780 [-]	χ_{LT}	1.0792 [-]	k_c	0.7529 [-]	f	0.9682 [-]	f	0.9682 [-]	$\chi_{LT,mod}$	1.0328 [-]	$\chi_{LT,mod}$	1.0000 [-]	$M_{b,y,Ed}$	1312.34 [kNm]	$M_a = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_y}{I_x} + \frac{E^2 G I_t}{\pi^2 EI_x}}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} L^2}{M_a}}$ $\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \bar{\beta}_{LT}^2 \right]$ with $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.40$ and $\beta = 0.75$ $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\beta}_{LT}^2}} \quad k_c = \frac{1}{1.33 - 0.33\psi}$ $f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] \quad \text{but } f \leq 1.0$ $\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{but } \chi_{LT,mod} \leq 1$
$L_{cr,z,T}$	13000 [mm]																																	
ψ	0.0057 [-]																																	
C_1	1.765 [-]																																	
M_{cr}	37954 [kNm]																																	
λ_{LT}	0.1905 [-]																																	
h/b	3.00 [-]																																	
α_{LT}	0.34 [-]																																	
ϕ_{LT}	0.4780 [-]																																	
χ_{LT}	1.0792 [-]																																	
k_c	0.7529 [-]																																	
f	0.9682 [-]																																	
f	0.9682 [-]																																	
$\chi_{LT,mod}$	1.0328 [-]																																	
$\chi_{LT,mod}$	1.0000 [-]																																	
$M_{b,y,Ed}$	1312.34 [kNm]																																	
Resistenza all'instabilità flessotorsionale Calcolo dei coefficienti di interazione N - M Sollecitazioni nella sezione da verificare Coefficienti m_y e m_z Rapporti tra i moduli plastici e quelli elastici Momento d'inerzia polare Forza assiale critica per l'instabilità flessotorsionale Momento Critico Euleriano per distribuzione uniforme del momento ($C_1=1$) Snellezza adimensionale per distribuzione uniforme di momento Coefficiente e_y Coefficiente a_{LT}			<table border="1"> <tr><td>N_{Ed}</td><td>31.15 [kN]</td></tr> <tr><td>$M_{y,Ed}$</td><td>50.00 [kNm]</td></tr> <tr><td>$M_{z,Ed}$</td><td>30.00 [kNm]</td></tr> </table> $\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ $\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ $W_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1.5 \quad W_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1.5$ $I_0 = I_y + I_z$ $N_{cr,T} = \frac{A}{I_0} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_0^2}{L^2} \right)$ $\bar{\lambda}_{0lim} = 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}$ $e_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{for class 1, 2 and 3 cross-sections}$ $a_{LT} = 1 - \frac{I_y}{I_x} \geq 0$	N_{Ed}	31.15 [kN]	$M_{y,Ed}$	50.00 [kNm]	$M_{z,Ed}$	30.00 [kNm]																									
N_{Ed}	31.15 [kN]																																	
$M_{y,Ed}$	50.00 [kNm]																																	
$M_{z,Ed}$	30.00 [kNm]																																	
Calcolo dei fattori $C_{m,0}$ Coefficienti di distribuzione del momento			<table border="1"> <tr><td>ψ_1</td><td>0.0057 [-]</td></tr> <tr><td>ψ_2</td><td>0.0133 [-]</td></tr> <tr><td>$C_{m,0}$</td><td>0.7911 [-]</td></tr> <tr><td>$C_{m,0}$</td><td>0.7921 [-]</td></tr> </table>	ψ_1	0.0057 [-]	ψ_2	0.0133 [-]	$C_{m,0}$	0.7911 [-]	$C_{m,0}$	0.7921 [-]	$C_{m,0} = 0.79 + 0.21\psi_1 + 0.36(\psi_1 - 0.33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,1}}$ <p>If $\bar{\lambda}_s \leq 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}$: $C_{m,0} = C_{m,0}$ $C_{m,0} = C_{m,0}$ $C_{m,1} = 1.0$</p> <p>If $\bar{\lambda}_s > 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}$: $C_{m,0} = C_{m,0} + (1 - C_{m,0}) \frac{\sqrt{e_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{e_y} a_{LT}}$ $C_{m,1} = C_{m,0}$ $C_{m,2} = C_{m,0}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}} \geq 1$</p>																						
ψ_1	0.0057 [-]																																	
ψ_2	0.0133 [-]																																	
$C_{m,0}$	0.7911 [-]																																	
$C_{m,0}$	0.7921 [-]																																	
Calcolo dei fattori C_{m1}			<table border="1"> <tr><td>C_{m1}</td><td>0.7911 [-]</td></tr> <tr><td>C_{m2}</td><td>0.7921 [-]</td></tr> <tr><td>C_{m3}</td><td>1.0000 [-]</td></tr> <tr><td>$C_{m,LT}$</td><td>1.0000 [-]</td></tr> </table>	C_{m1}	0.7911 [-]	C_{m2}	0.7921 [-]	C_{m3}	1.0000 [-]	$C_{m,LT}$	1.0000 [-]	$n_{\mu} = \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y} / \gamma_{cr,y}}$ $b_{LT} = 0.5 a_{LT} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Ed}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Ed}}$ $C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[2 - \frac{1.6}{w_y} C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_y} C_{m,2}^2 \bar{\lambda}_{max} \right] n_{\mu} - b_{LT} \geq \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}}$																						
C_{m1}	0.7911 [-]																																	
C_{m2}	0.7921 [-]																																	
C_{m3}	1.0000 [-]																																	
$C_{m,LT}$	1.0000 [-]																																	
Calcolo del fattore C_{yy}			<table border="1"> <tr><td>n_{μ}</td><td>0.0051 [-]</td></tr> <tr><td>b_{LT}</td><td>0.0000 [-]</td></tr> <tr><td>λ_{max}</td><td>1.1311 [-]</td></tr> <tr><td>C_{yy}</td><td>1.0001 [-]</td></tr> <tr><td>C_{yy}</td><td>1.0001 [-]</td></tr> </table>	n_{μ}	0.0051 [-]	b_{LT}	0.0000 [-]	λ_{max}	1.1311 [-]	C_{yy}	1.0001 [-]	C_{yy}	1.0001 [-]	$c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} \chi_{LT} M_{pl,y,Ed}}$ $C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[2 - 14 \frac{C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^2} \right] n_{\mu} - c_{LT} \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{pl,z}}{w_z} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}}$																				
n_{μ}	0.0051 [-]																																	
b_{LT}	0.0000 [-]																																	
λ_{max}	1.1311 [-]																																	
C_{yy}	1.0001 [-]																																	
C_{yy}	1.0001 [-]																																	
Calcolo del fattore C_{yz}			<table border="1"> <tr><td>n_{μ}</td><td>0.0051 [-]</td></tr> <tr><td>c_{LT}</td><td>0.0018 [-]</td></tr> <tr><td>λ_{max}</td><td>1.1311 [-]</td></tr> <tr><td>C_{yz}</td><td>0.9975 [-]</td></tr> <tr><td>C_{yz}</td><td>0.9975 [-]</td></tr> </table>	n_{μ}	0.0051 [-]	c_{LT}	0.0018 [-]	λ_{max}	1.1311 [-]	C_{yz}	0.9975 [-]	C_{yz}	0.9975 [-]	$d_{LT} = 2 n_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{z,Ed}}{C_{m,z} \chi_{LT} M_{pl,z,Ed}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} M_{pl,y,Ed}}$ $C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[2 - 14 \frac{C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^2} \right] n_{\mu} - d_{LT} \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{pl,y}}{w_y} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}}$																				
n_{μ}	0.0051 [-]																																	
c_{LT}	0.0018 [-]																																	
λ_{max}	1.1311 [-]																																	
C_{yz}	0.9975 [-]																																	
C_{yz}	0.9975 [-]																																	
Calcolo del fattore C_{zy}			<table border="1"> <tr><td>n_{μ}</td><td>0.0051 [-]</td></tr> <tr><td>d_{LT}</td><td>0.0003 [-]</td></tr> <tr><td>λ_{max}</td><td>1.1311 [-]</td></tr> <tr><td>C_{zy}</td><td>0.9981 [-]</td></tr> <tr><td>C_{zy}</td><td>0.9981 [-]</td></tr> </table>	n_{μ}	0.0051 [-]	d_{LT}	0.0003 [-]	λ_{max}	1.1311 [-]	C_{zy}	0.9981 [-]	C_{zy}	0.9981 [-]	$e_{LT} = 1.7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} \chi_{LT} M_{pl,y,Ed}}$ $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[2 - \frac{1.6}{w_z} C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_z} C_{m,2}^2 \bar{\lambda}_{max} \right] n_{\mu} - e_{LT} \geq \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}}$																				
n_{μ}	0.0051 [-]																																	
d_{LT}	0.0003 [-]																																	
λ_{max}	1.1311 [-]																																	
C_{zy}	0.9981 [-]																																	
C_{zy}	0.9981 [-]																																	
Calcolo del fattore C_{zz}			<table border="1"> <tr><td>n_{μ}</td><td>0.0051 [-]</td></tr> <tr><td>e_{LT}</td><td>0.0016 [-]</td></tr> <tr><td>λ_{max}</td><td>1.1311 [-]</td></tr> <tr><td>C_{zz}</td><td>0.9995 [-]</td></tr> <tr><td>C_{zz}</td><td>0.9995 [-]</td></tr> </table>	n_{μ}	0.0051 [-]	e_{LT}	0.0016 [-]	λ_{max}	1.1311 [-]	C_{zz}	0.9995 [-]	C_{zz}	0.9995 [-]	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[2 - \frac{1.6}{w_z} C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_z} C_{m,2}^2 \bar{\lambda}_{max} \right] n_{\mu} - e_{LT} \geq \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}}$																				
n_{μ}	0.0051 [-]																																	
e_{LT}	0.0016 [-]																																	
λ_{max}	1.1311 [-]																																	
C_{zz}	0.9995 [-]																																	
C_{zz}	0.9995 [-]																																	
Calcolo del fattore C_{zz}			<table border="1"> <tr><td>n_{μ}</td><td>0.0051 [-]</td></tr> <tr><td>e_{LT}</td><td>0.0016 [-]</td></tr> <tr><td>λ_{max}</td><td>1.1311 [-]</td></tr> <tr><td>C_{zz}</td><td>0.9995 [-]</td></tr> <tr><td>C_{zz}</td><td>0.9995 [-]</td></tr> </table>	n_{μ}	0.0051 [-]	e_{LT}	0.0016 [-]	λ_{max}	1.1311 [-]	C_{zz}	0.9995 [-]	C_{zz}	0.9995 [-]	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[2 - \frac{1.6}{w_z} C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_z} C_{m,2}^2 \bar{\lambda}_{max} \right] n_{\mu} - e_{LT} \geq \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}}$																				
n_{μ}	0.0051 [-]																																	
e_{LT}	0.0016 [-]																																	
λ_{max}	1.1311 [-]																																	
C_{zz}	0.9995 [-]																																	
C_{zz}	0.9995 [-]																																	
Calcolo del fattore k_{yy} Calcolo del fattore k_{yz} Calcolo del fattore k_{zy} Calcolo del fattore k_{zz}			<table border="1"> <tr><td>k_{yy}</td><td>0.7919 [-]</td></tr> <tr><td>k_{yz}</td><td>0.7969 [-]</td></tr> <tr><td>k_{zy}</td><td>0.7893 [-]</td></tr> <tr><td>k_{zz}</td><td>0.7944 [-]</td></tr> </table>	k_{yy}	0.7919 [-]	k_{yz}	0.7969 [-]	k_{zy}	0.7893 [-]	k_{zz}	0.7944 [-]	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Interaction factors</th> <th colspan="2">Design assumptions</th> </tr> <tr> <th>elastic cross-sectional properties class 3, class 4</th> <th>plastic cross-sectional properties class 1, class 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>k_{yy}</td> <td>$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$</td> <td>$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$</td> </tr> <tr> <td>$k_{yz}$</td> <td>$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$</td> <td>$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{\sqrt{w_z}}$</td> </tr> <tr> <td>$k_{zy}$</td> <td>$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$</td> <td>$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$</td> </tr> <tr> <td>$k_{zz}$</td> <td>$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$</td> <td>$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$</td> </tr> </tbody> </table>	Interaction factors	Design assumptions		elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2	k_{yy}	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	k_{yz}	$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{\sqrt{w_z}}$	k_{zy}	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$	k_{zz}	$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$					
k_{yy}	0.7919 [-]																																	
k_{yz}	0.7969 [-]																																	
k_{zy}	0.7893 [-]																																	
k_{zz}	0.7944 [-]																																	
Interaction factors	Design assumptions																																	
	elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2																																
k_{yy}	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$																																
k_{yz}	$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{\sqrt{w_z}}$																																
k_{zy}	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,0} C_{m,1} \frac{M_{y,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{\sqrt{w_y}}$																																
k_{zz}	$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} \frac{M_{z,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$																																
Verifica della colonna Verifica attorno all'asse forte Verifica attorno all'asse debole			<table border="1"> <tr><td>Λ</td><td>0.069 [-]</td></tr> <tr><td>Λ</td><td>0.074 [-]</td></tr> </table>	Λ	0.069 [-]	Λ	0.074 [-]	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$ $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$																										
Λ	0.069 [-]																																	
Λ	0.074 [-]																																	

10.4.1 PORTALE A CAVALLETTO

VERIFICA DELLE COLONNE IN ACCIAIO - Eurocodice 3 (ANNEX A)

Geometria della sezione trasversale			
Altezza	h	900	[mm]
Altezza saldabile	d	800	[mm]
Larghezza	b	300	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	20	[mm]
Spessore delle ali	t _r	10	[mm]
Raggio di raccordo	r	15	[mm]
Area della sezione	A	23257	[mm ²]

Asse forte y - y			
Momento d'inerzia	I _y	2.25E+09	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,y}	5.01E+06	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y}	6.39E+06	[mm ³]
Raggio d'inerzia	i _y	311.4	[mm]

Asse debole z - z			
Momento d'inerzia	I _z	4.08E+08	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,z}	2.72E+06	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,z}	2.95E+06	[mm ³]
Raggio d'inerzia	i _z	132.4	[mm]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	1.14E+09	[mm ⁴]
Costante d'ingobbamento	I _w	8.86E+12	[mm ⁶]
Classificazione della sezione	Classe	3	[-]

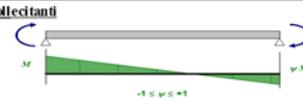
Resistenza a trazione		
N _{t,Rd}	6091.02	[kN]

Resistenza a compressione		
N _{br,Rd}	5465.77	[kN]
N _{cr,Rd}	2933.34	[kN]
Lunghezze libere d'inflessione	L _{cr,y}	12700 [mm]
	L _{cr,z}	12700 [mm]
Snellezze della colonna	λ _y	40.79 [-]
	λ _z	95.93 [-]
Normali critiche Euleriane	N _{cr,y}	28975250 [N]
	N _{cr,z}	5237682 [N]
Snellezze relative	λ _ȳ	0.4698 [-]
	λ _{z̄}	1.1050 [-]
Coefficienti di instabilità	ϕ _y	0.6562 [-]
	ϕ _z	1.3323 [-]
	χ _y	0.8973 [-]
	χ _z	0.4816 [-]

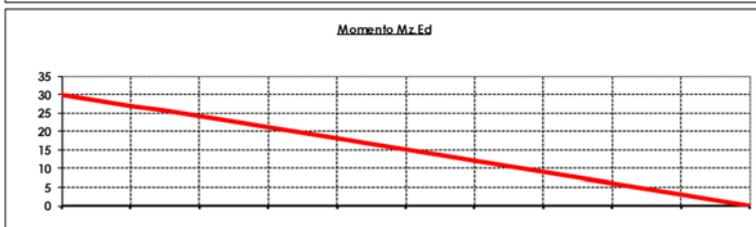
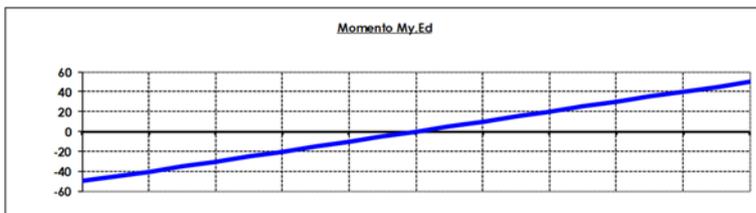
Resistenza a flessione		
M _{br,Rd}	1312.34	[kNm]
M _{cr,Rd}	711.67	[kNm]

Materiale costituente la colonna			
Resistenza a snervamento	f _y	275	[MPa]
Resistenza a rottura	f _t	430	[MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ _M	1.05	[-]

Geometria della colonna e sollecitazioni			
Altezza della colonna	H	6350	[mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β _y	2	[-]
	β _z	2	[-]
Coefficienti di imperfezione	α _y	0.34	[-]
	α _z	0.49	[-]

Momenti sollecitanti			
M _{1,y}	163.4	[kNm]	
ψ M _{1,y}	1	[kNm]	
M _{1,z}	1	[kNm]	
ψ M _{1,z}	1	[kNm]	
Forza Normale sollecitante in valore assoluto		N _{Ed}	30.1 [kN]

NOTA	
Ass(M ₁) >= Ass(ψ M ₁)	



VERIFICA DI PRESSOFLESSIONE E FLESSOTORSIONE SECONDO L'APPENDICE "A" DELLE C.3

Instabilità Laterale (Later al Torsional Buckling)

Lunghezza tra i ritegni per l'instabilità laterale (assunta uguale a $L_{cr,z}$)	$L_{cr,LT}$	12700 [mm]
Coefficiente di distribuzione del momento	ψ	0.0061 [-]
Coefficiente C_1 per l'instabilità laterale	C_1	1.765 [-]
Momento Critico Euleriano	M_{cr}	38841 [kNm]
Snellezza adimensionale	λ_{LT}	0.1884 [-]
Rapporto altezza larghezza	h/b	3.00 [-]
Coefficiente di imperfezione	ϕ_{LT}	0.34 [-]
Coefficienti di instabilità laterale	ϕ_{LT}	0.4773 [-]
	χ_{LT}	1.0800 [-]
	k_c	0.7530 [-]
	f	0.9689 [-]
	f	0.9689 [-]
	$\chi_{LT,mod}$	1.0321 [-]
	$\chi_{LT,mod}$	1.0000 [-]
	M_{Ed}	1312.34 [kNm]

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_x + I_y}{I_x} + \frac{E^2 G I_t}{\pi^2 EI_z}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{cr} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

with $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.40$ and $\beta = 0.75$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad k_c = \frac{1}{1.33 - 0.33\psi}$$

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] \quad \text{but } f \leq 1.0$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{but } \chi_{LT,mod} \leq 1$$

Resistenza all'instabilità flesso torsionale

Calcolo dei coefficienti di interazione N - M

Sollecitazioni nella sezione da verificare	N_{Ed}	30.1 [kN]
	$M_{y,Ed}$	50.00 [kNm]
	$M_{z,Ed}$	30.00 [kNm]
Coefficienti m_y e m_z	m_y	0.9999 [-]
	m_z	0.9970 [-]
Rapporti tra i moduli plastici e quelli elastici	w_y	1.275 [-]
	w_y	1.275 [-]
	w_z	1.086 [-]
	w_z	1.086 [-]
Momento d'inerzia polare	I_0	2662432427 [mm ⁴]
Forza assiale critica per l'instabilità flesso torsionale	$N_{cr,T}$	807757 [kN]
Momento Critico Euleriano per distribuzione e uniforme del momento ($C_1=1$)	$M_{cr,0}$	22008 [kNm]
Snellezza adimensionale per distribuzione e uniforme di momento	λ_0	0.2502 [-]
	$\lambda_{0,lim}$	0.2653 [-]
Coefficiente e_y	e_y	7.71 [-]
Coefficiente a_{LT}	a_{LT}	0.4929 [-]
	a_{LT}	0.4929 [-]

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1.5 \quad w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1.5$$

$$I_0 = I_y + I_z$$

$$N_{cr,T} = \frac{A}{I_0} (GI_t + \frac{\pi^2 EI_y I_z}{L_{cr,T}^2})$$

$$\bar{\lambda}_{0lim} = 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$$

$$e_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{pl,y}} \quad \text{for class 1, 2 and 3 cross-sections}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_y}{I_0} \geq 0$$

Calcolo dei fattori $C_{m,0}$

Coefficienti di distribuzione del momento	ψ_y	0.0061 [-]
	ψ_z	1.0000 [-]
	$C_{m,y,0}$	0.7912 [-]
	$C_{m,z,0}$	1.0014 [-]

$$C_{m,0} = 0.79 + 0.21\psi_1 + 0.36(\psi_1 - 0.33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,1}}$$

If $\bar{\lambda}_0 \leq 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$: $C_{m,0} = C_{m,0}$

If $\bar{\lambda}_0 > 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$: $C_{m,0} = C_{m,0} + (1 - C_{m,0}) \frac{\sqrt{e_y a_{LT}}}{1 + \sqrt{e_y a_{LT}}}$

$$C_{m,LT} = C_{m,0}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$$

Calcolo dei fattori C_{m1}

	$C_{m,y}$	0.7912 [-]
	$C_{m,z}$	1.0014 [-]
	$C_{m,LT}$	1.0000 [-]
	$C_{m,LT}$	1.0000 [-]

$$\mu_\mu = \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T} / \gamma_{M1}}$$

$$b_{LT} = 0.5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^{-2} \frac{M_{y,Ed}}{Z_{LT} M_{pl,y,Ed}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Ed}}$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6}{w_y} C_{m,y}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_y} C_{m,z}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2} \right) \mu_\mu - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}}$$

Calcolo del fattore C_{yy}

	μ_{pl}	0.0049 [-]
	b_{LT}	0.0000 [-]
	λ_{max}	1.1050 [-]
	C_{yy}	1.0002 [-]
	C_{yy}	1.0002 [-]

Calcolo del fattore C_{yz}

	μ_{pl}	0.0049 [-]
	c_{LT}	0.0018 [-]
	λ_{max}	1.1050 [-]
	C_{yz}	0.9959 [-]
	C_{yz}	0.9959 [-]

$$c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{5 + \bar{\lambda}_z^{-2}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} Z_{LT} M_{pl,y,Ed}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{m,z} M_{pl,z,Ed}}$$

$$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{m,y}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^2} \right) \mu_\mu - c_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}}}$$

Calcolo del fattore C_z

	μ_{pl}	0.0049 [-]
	d_{LT}	0.0002 [-]
	I_{max}	1.1050 [-]
	C_z	0.9983 [-]
	C_z	0.9983 [-]

$$d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_z} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} Z_{LT} M_{pl,y,Ed}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{m,z} M_{pl,z,Ed}}$$

$$C_z = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{m,y}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^2} \right) \mu_\mu - d_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}}}$$

Calcolo del fattore C_{zz}

	μ_{pl}	0.0049 [-]
	e_{LT}	0.0050 [-]
	λ_{max}	1.1050 [-]
	C_{zz}	0.9990 [-]
	C_{zz}	0.9990 [-]

$$e_{LT} = 1.7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_z} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} Z_{LT} M_{pl,y,Ed}}$$

$$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6}{w_z} C_{m,y}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_z} C_{m,z}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2} \right) \mu_\mu - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}}$$

Calcolo del fattore k_{yy}

	k_{yy}	0.7919 [-]
Calcolo del fattore k_{yz}	k_{yz}	1.0071 [-]
Calcolo del fattore k_{zy}	k_{zy}	0.7896 [-]
Calcolo del fattore k_{zz}	k_{zz}	1.0042 [-]

Interaction factors	Design assumptions	
	elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{yy}	$C_{m,y} C_{m,LT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,y} C_{m,LT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{m,y} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,y} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yz}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{zy}	$C_{m,z} C_{m,LT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,z} C_{m,LT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}} \frac{1}{C_{zy}}$
k_{zz}	$C_{m,z} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,z} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$

Verifica della colonna

Verifica attorno all'asse forte	Δ	0.078 [-]
Verifica attorno all'asse debole	Δ	0.083 [-]

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \gamma_{M1} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \gamma_{M1} N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \gamma_{M1} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

10.1 VERIFICA DEI TRAVERSI E DEI PASTORALI

10.1.1 MONOPALI TIPO "A"

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione di momento flettente e sforzo di taglio relativi a traverso e pastorali:

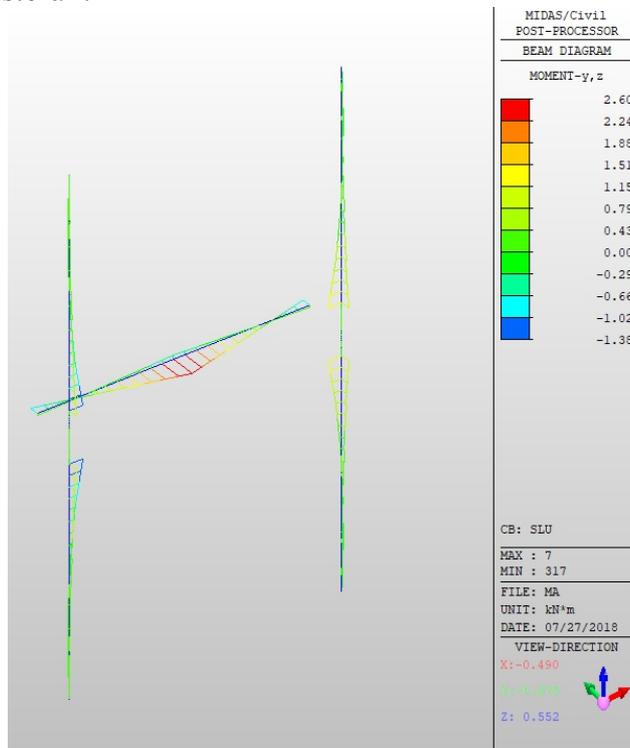


Figura 27 – Monopali tipo "A" – Momento flettente allo SLU

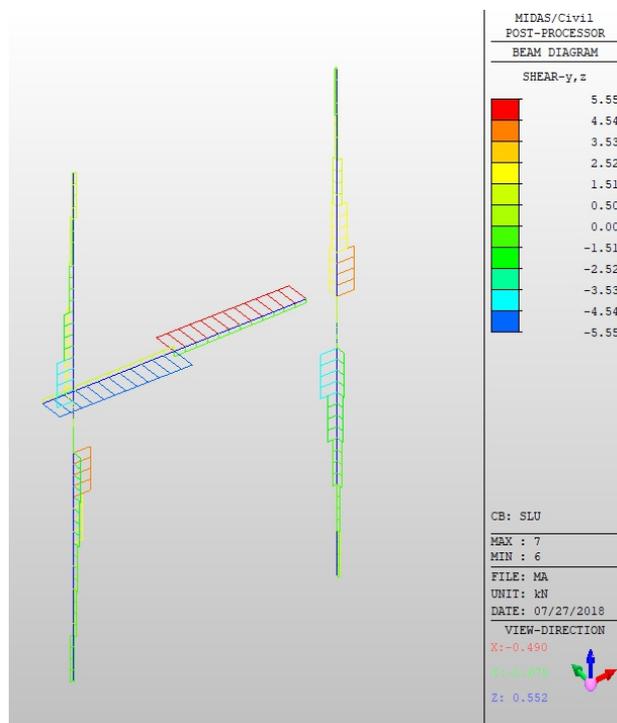


Figura 28 – Monopali tipo "A" – Sforzo di taglio allo SLU

Dal confronto delle sollecitazioni con i valori resistenti riportati al paragrafo 7, le verifiche risultano soddisfatte.

10.1.2 MONOPALI TIPO "B"

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione di momento flettente e sforzo di taglio relativi a traverso e pastorali:

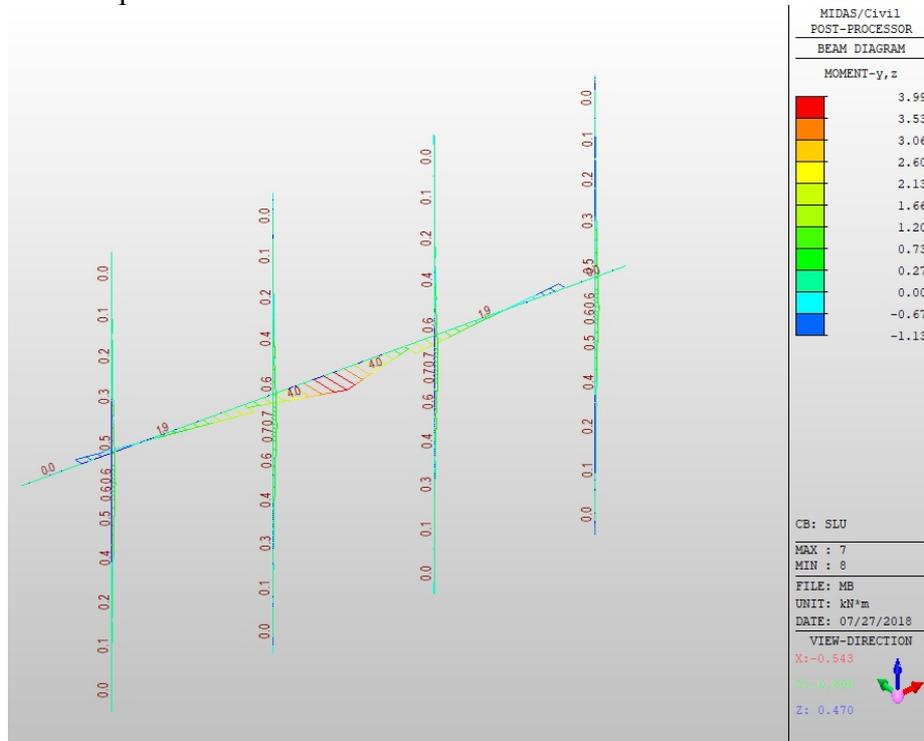


Figura 29 – Monopali tipo "B" – Momento flettente allo SLU

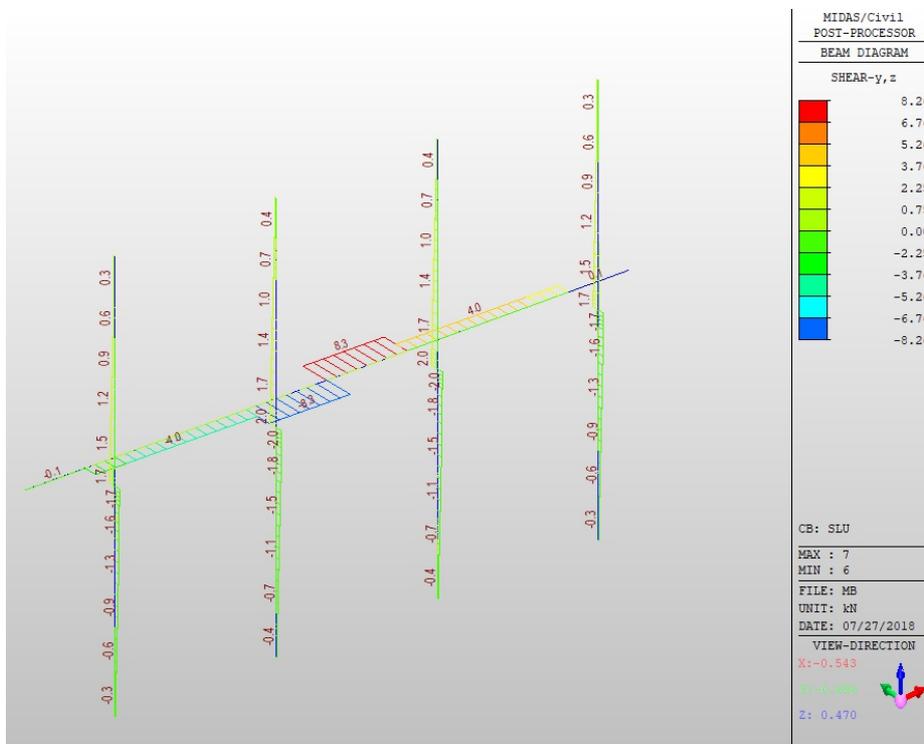


Figura 30 – Monopali tipo "B" – Sforzo di taglio allo SLU

Dal confronto delle sollecitazioni con i valori resistenti riportati al paragrafo 7, le verifiche risultano soddisfatte.

10.1.3 MONOPALI TIPO "C"

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione di momento flettente e sforzo di taglio relativi a traverso e pastorali:

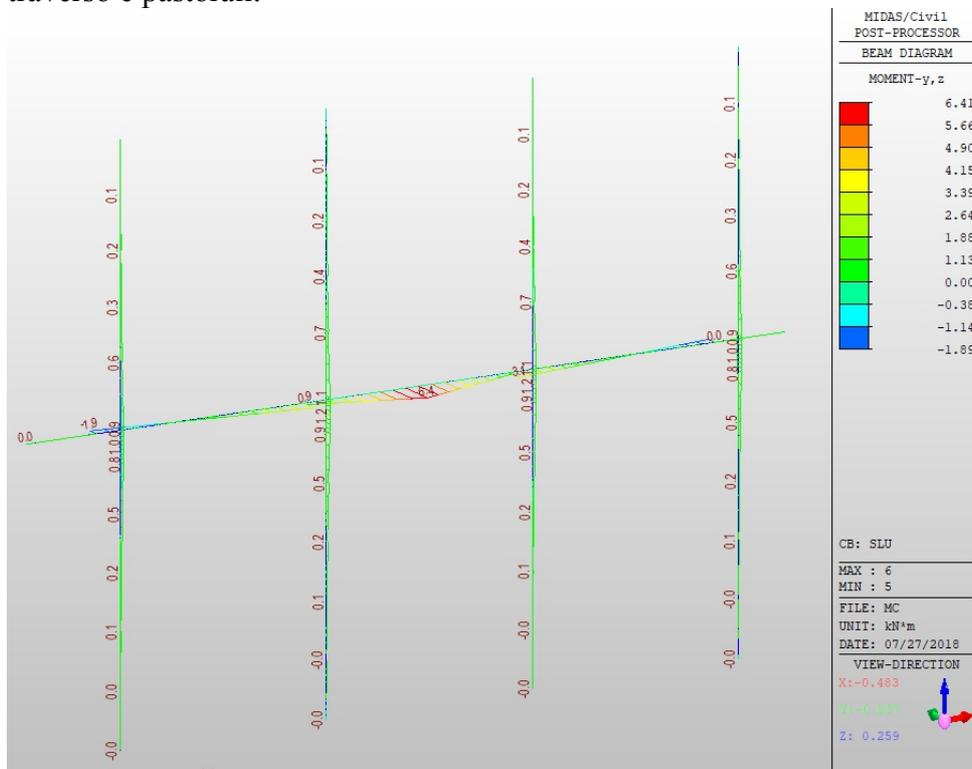


Figura 31 – Monopali tipo "C" – Momento flettente allo SLU

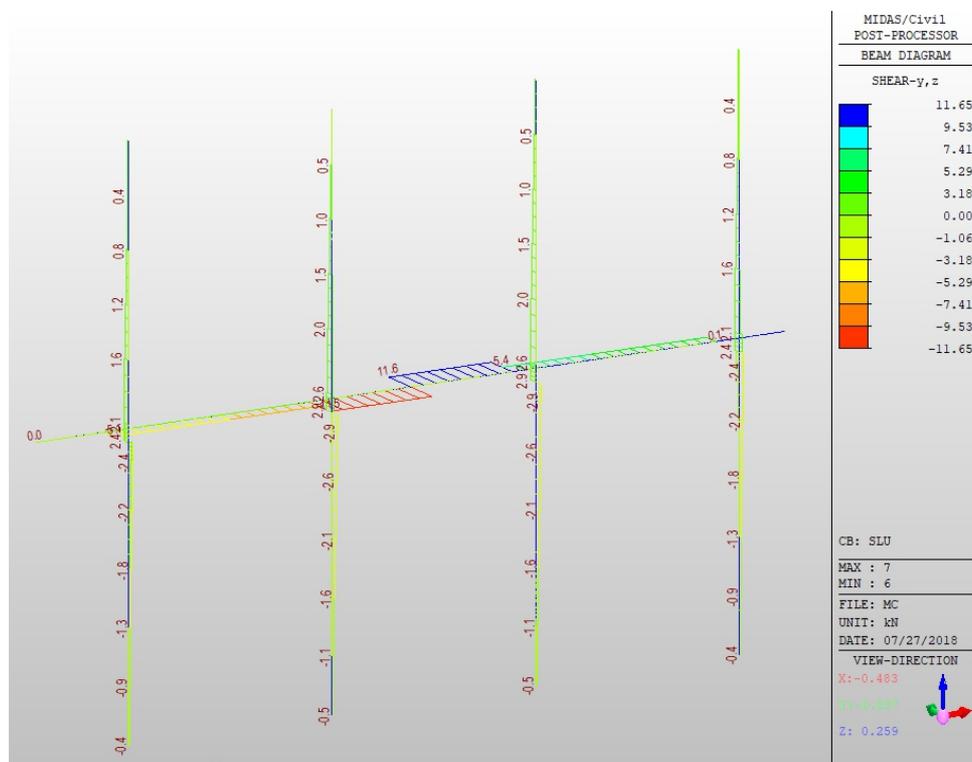


Figura 32 – Monopali tipo "C" – Sforzo di taglio allo SLU

Dal confronto delle sollecitazioni con i valori resistenti riportati al paragrafo 7, le verifiche risultano soddisfatte.

10.1.4 MONOPALI TIPO "D"

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione di momento flettente e sforzo di taglio relativi a traverso e pastorali:

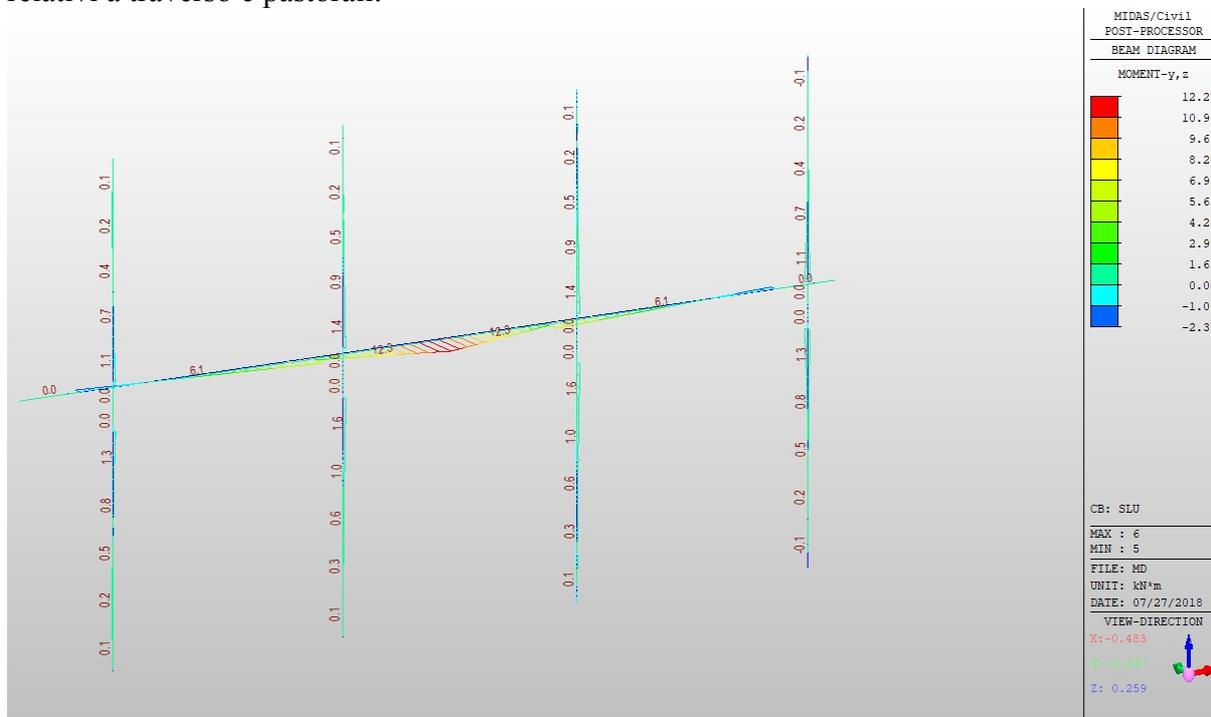


Figura 33 – Monopali tipo "D" – Momento flettente allo SLU

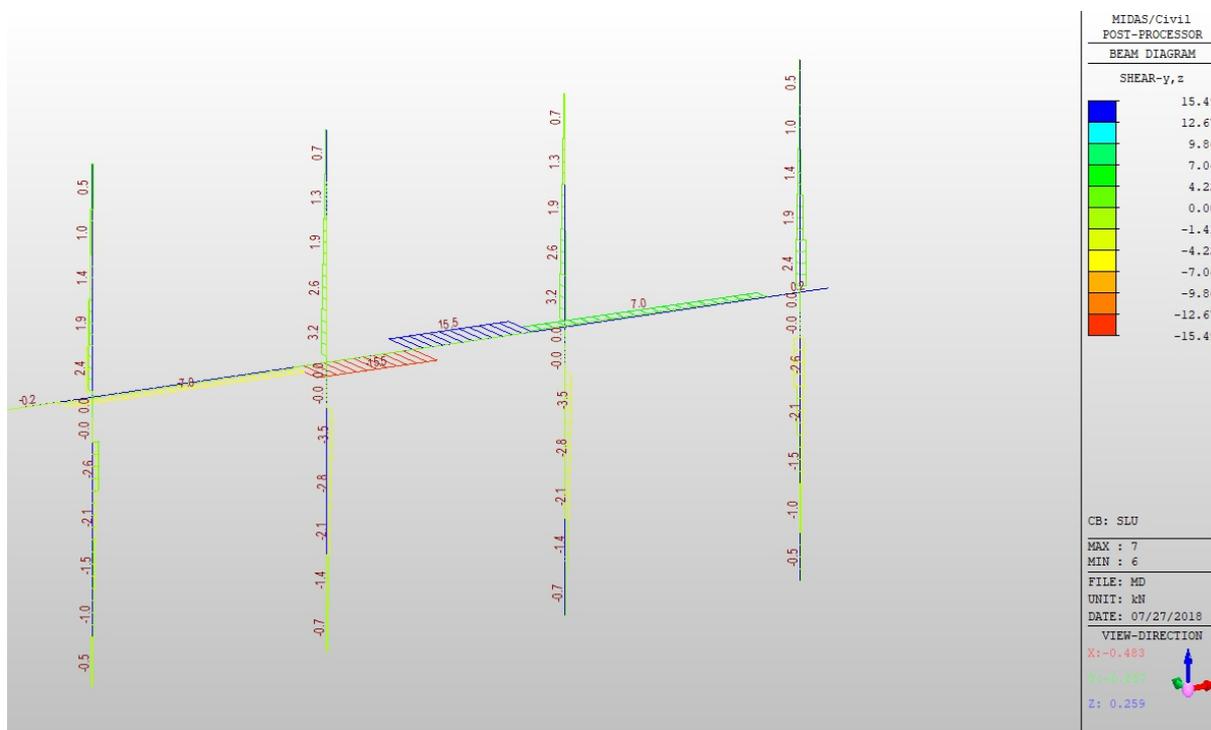


Figura 34 – Monopali tipo "D" – Sforzo di taglio allo SLU

Dal confronto delle sollecitazioni con i valori resistenti riportati al paragrafo 7, le verifiche risultano soddisfatte.

10.1.5 BANDIERA TIPO "A" E TIPO "B"

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione di momento flettente e sforzo di taglio relativi a traverso e pastorali:

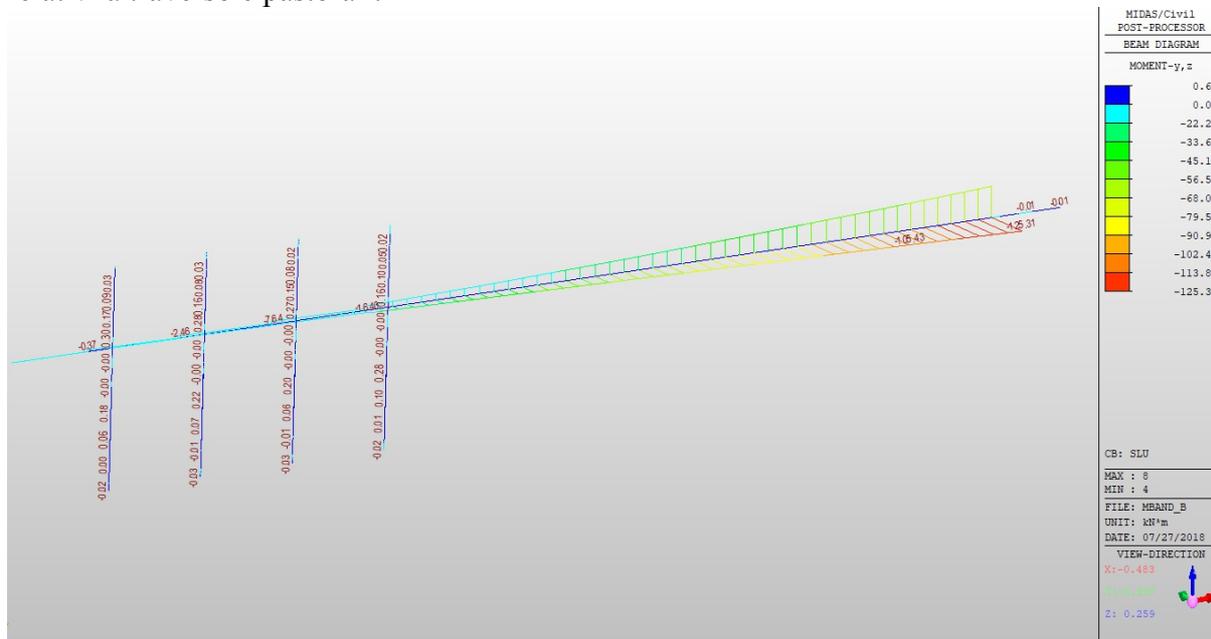


Figura 35 – Bandiera tipo "B" – Momento flettente allo SLU

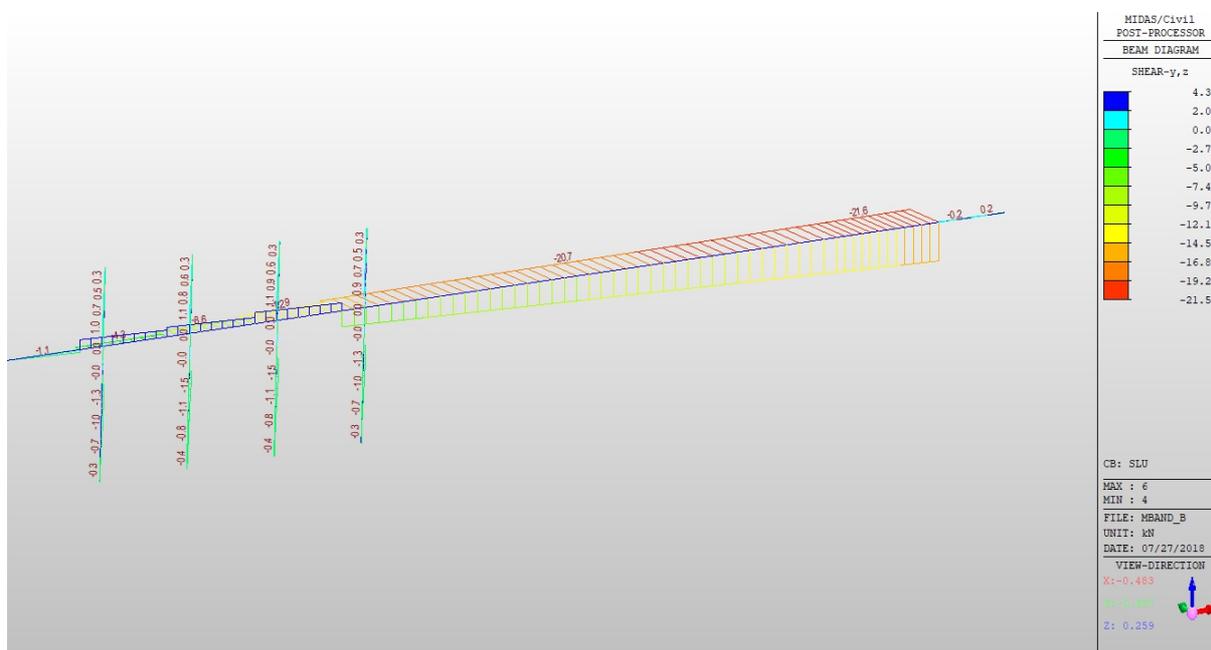


Figura 36 – Bandiera tipo "B" – Sforzo di taglio allo SLU

Dal confronto delle sollecitazioni con i valori resistenti riportati al paragrafo 7, le verifiche risultano soddisfatte.

10.1.6 PORTALE A CAVALLETTO

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione di momento flettente e sforzo di taglio relativi a traverso e pastorali:

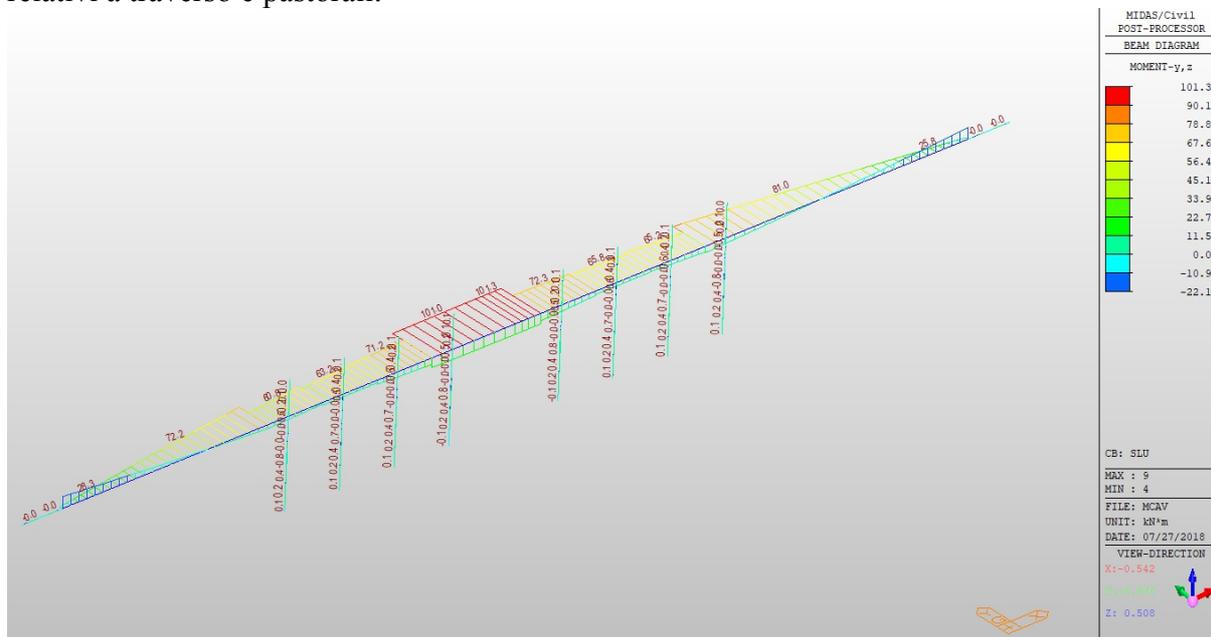


Figura 37 – Portale a Cavalletto – Momento flettente allo SLU

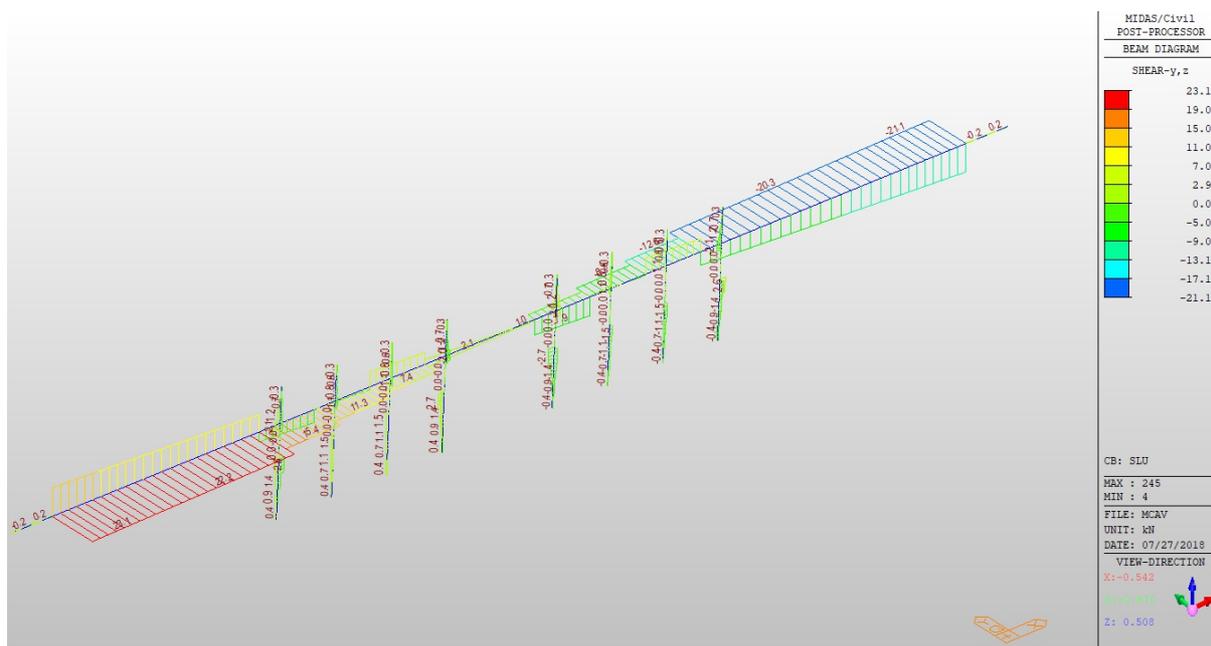


Figura 38 – Portale a Cavalletto – Sforzo di taglio allo SLU

Dal confronto delle sollecitazioni con i valori resistenti riportati al paragrafo 7, le verifiche risultano soddisfatte.

10.2 VERIFICA DELLE GIUNZIONI

10.2.1 MONOPALO TIPO "A", "B" E "C"

Di seguito si riporta la geometria della giunzione tra traverso e montante, identica per le tre tipologie, sollecitata a taglio dalla spinta del vento allo SLU.

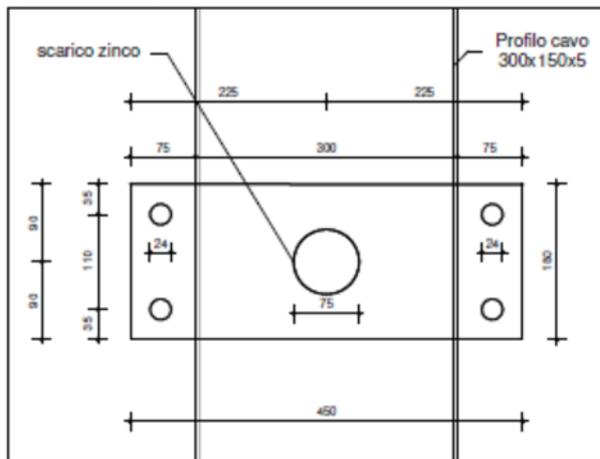


Figura 39 – Geometria della giunzione traverso-montante dei monopali tipo "A", "B" e "C"

La verifica viene fatta per la spinta massima relativa al monopalo tipo "C" e pari a:

$$V_{Ed} = 24.7 \text{ kN}$$

Per ciascun bullone M22 di classe 8.8, abbiamo:

$$F_{VEd} = V_{Ed}/4 = 6.2 < F_{VRd} = 0.6 f_{ub} A/\gamma_{M2} = 0.6 \times 800 \times 303 \times 10^{-3}/1.25 = 116 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

10.2.2 MONOPALO TIPO "D"

Di seguito si riporta la geometria della giunzione tra traverso e montante relativa al monopalo tipo "D", sollecitata a taglio dalla spinta del vento allo SLU.

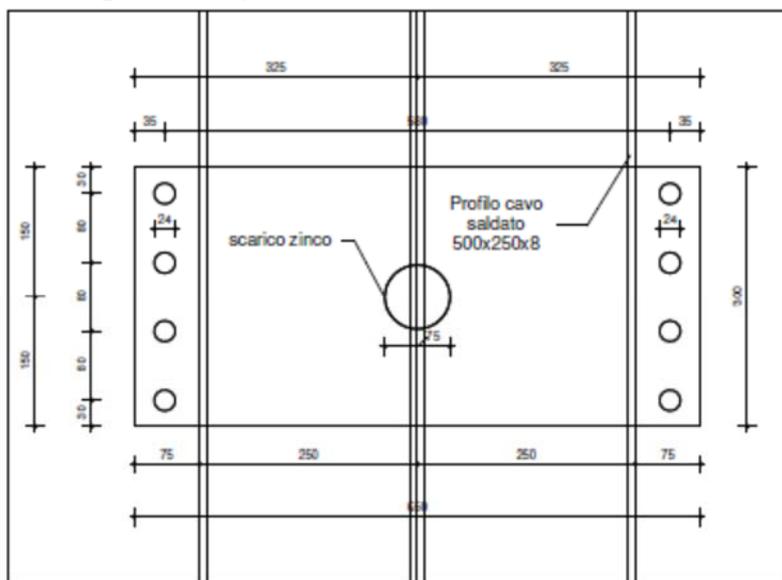


Figura 40 – Geometria della giunzione traverso-montante dei monopali tipo "D"

La verifica viene fatta per la spinta massima sul monopalo tipo "D", che è pari a:

$$V_{Ed} = 33.4 \text{ kN}$$

Per ciascun bullone M22 di classe 8.8, abbiamo:

$$F_{VEd} = V_{Ed}/8 = 4.2 < F_{VRd} = 0.6 f_{ub} A/\gamma_{M2} = 0.6 \times 800 \times 303 \times 10^{-3}/1.25 = 116 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

10.2.3 PORTALE A BANDIERA TIPO "A" E TIPO "B"

Di seguito si riporta la geometria della giunzione presente all'estremità del traverso, identica per le due tipologie, sollecitata a flessione e taglio dalla spinta del vento e dal peso della trave e della tabella allo SLU.

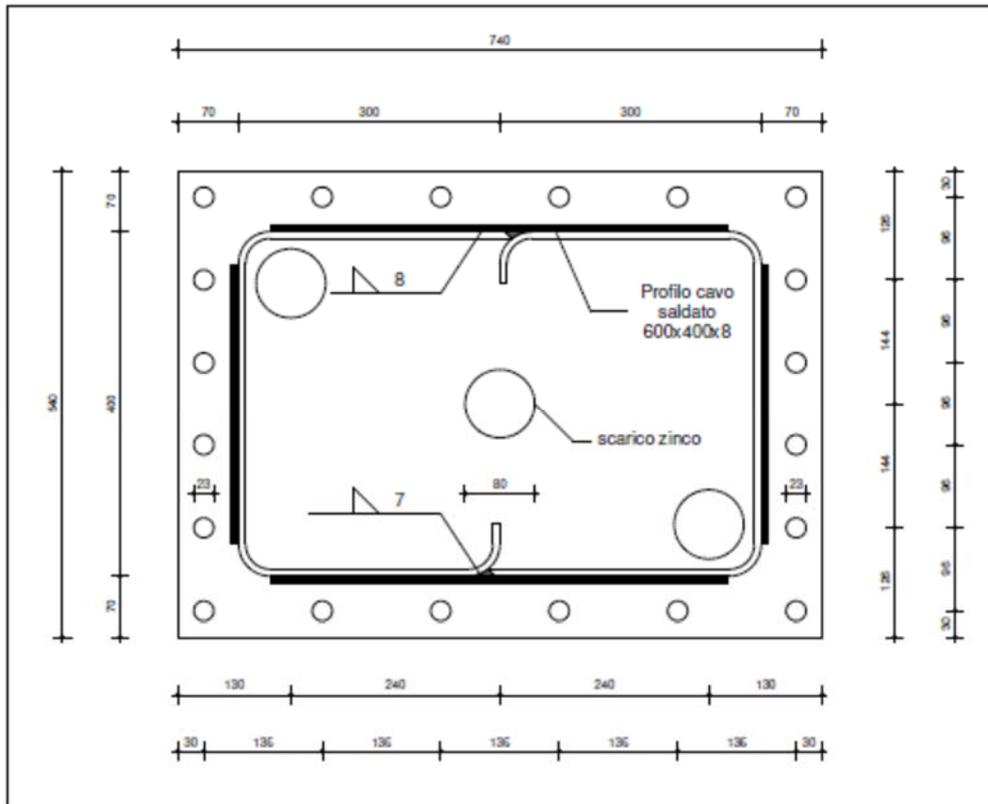


Figura 41 – Geometria della giunzione traverso-traverso dei portali a bandiera tipo "A" e "B"

Le sollecitazioni di verifica nei due piani orizzontale (dovute ai pesi) e verticale (dovute al vento) allo SLU, sono:

$$M_{Ed,h} = 67.4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,h} = 15.08 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,v} = 125.31 \text{ kN}$$

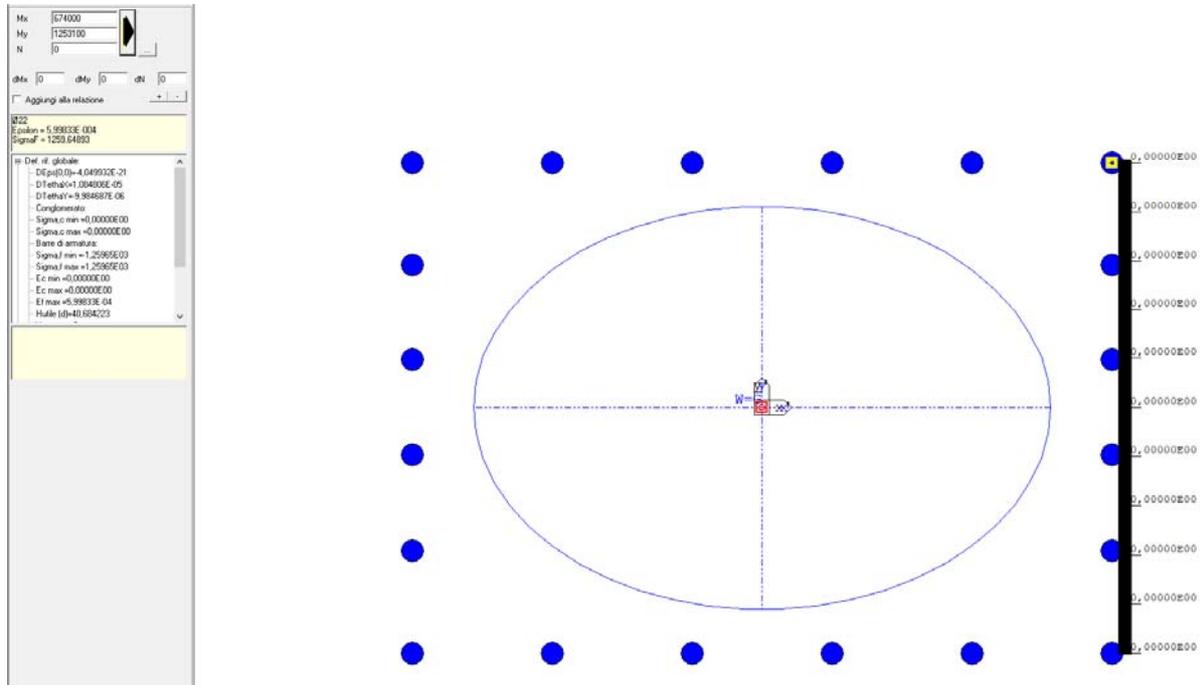
$$V_{Ed,v} = 21.59 \text{ kN}$$

Per ciascun dei 20 bullone M22 di classe 8.8, per le due sollecitazioni concomitanti di taglio nei due piani, abbiamo:

$$F_{vEd} = (V_{Ed,h}^2 + V_{Ed,v}^2)^{0.5}/20 = 1.3 \text{ kN} < F_{VRd} = 0.6 f_{ub} A/\gamma_{M2} = 0.6 \times 800 \times 303 \times 10^{-3}/1.25 = 116 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

La massima trazione sul singolo bullone più sollecitato (bullone di spigolo) dovuta alla flessione sui due piani, vale:



Per ciascun bullone M22 di classe 8.8, abbiamo:

$$F_{t,Ed} = 126 \text{ N/mm}^2 \times 303 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} = 38.2 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 0.6 f_{ub} A / \gamma_{M2} = 0.6 \times 800 \times 303 \times 10^{-3} / 1.25 = 116 \text{ kN}$$

Per la verifica a rottura combinata trazione taglio, si ha:

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 F_{t,Rd}) = 1.3 / 116 + 38.2 / (1.4 \times 116) = 0.25 < 1$$

Verifica soddisfatta

10.2.4 PORTALE A CAVALLETTO

Di seguito si riporta la geometria delle giunzioni presenti alle estremità del traverso. Le due giunzioni sono identiche tra loro e identiche alla giunzione del traverso del portale a bandiera già verificata al paragrafo precedente. Anche queste giunzioni sono sollecitate a flessione e taglio dalla spinta del vento e dal peso della trave sui due piani rispettivamente verticale e orizzontale allo SLU.

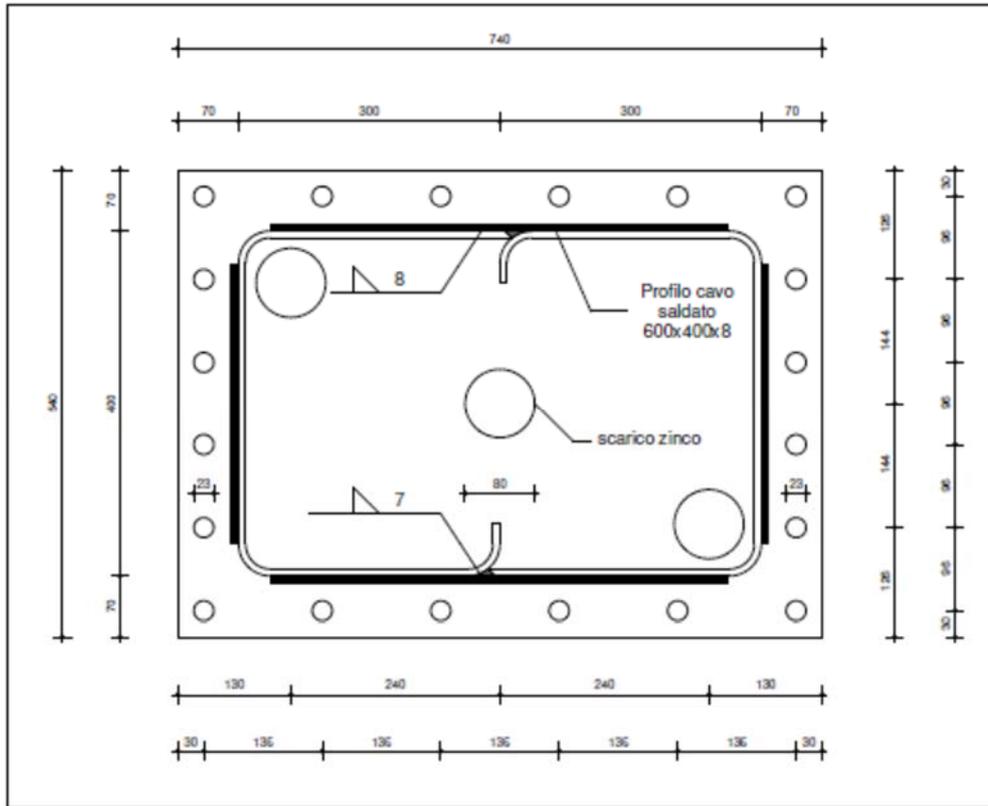


Figura 42 – Geometria della giunzione traverso-traverso del portale a cavalletto

Le sollecitazioni di verifica nei due piani orizzontale (dovute ai pesi) e verticale (dovute al vento) allo SLU, sono:

$$M_{Ed,h} = 22.2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,h} = 12.1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,v} = 28.3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,v} = 23.1 \text{ kN}$$

Essendo le sollecitazioni inferiori rispetto alle omologhe della identica giunzione del portale a bandiera, le verifiche risultano implicitamente soddisfatte.