

SPEA Engineering S.p.A.

RETE AUTOSTRADALE ITALIANA

AMMODERNAMENTO ED ADEGUAMENTO

DELLA SEDE AUTOSTRADALE

E DEI RELATIVI SVINCOLI

PROGETTO DEFINITIVO

MONOPALI DI SEGNALAZIONE

STRUTTURE TIPOLOGICHE

Relazione di calcolo strutture in acciaio



INDICE

1.	GENERALITÀ	3
1.1	Normative di riferimento.....	8
1.2	Documentazione di riferimento	9
1.3	Materiali	9
1.3.1	Calcestruzzo	9
1.3.2	Acciaio per carpenteria metallica e connessioni.....	9
1.3.3	Acciaio per armatura lenta.....	10
1.4	Classe di esecuzione.....	10
1.5	Contestualizzazione delle opere.....	10
1.5.1	Vento.....	11
1.5.2	Azioni sismiche	14
1.6	Organizzazione delle analisi e delle verifiche	14
2.	ANALISI DEI CARICHI	15
2.1	Pesi propri, G_k	15
2.2	Azione del vento	15
2.3	Combinazioni di carico.....	18
3.	CALCOLO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	19
3.1	Sollecitazioni agenti sulla struttura metallica	21
3.2	Sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione.....	22
4.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	25
4.1	Verifica delle sezioni in carpenteria metallica.....	25
4.2	Verifica delle saldature a cordone d'angolo.....	28
4.3	Verifica dei giunti di connessione	33
4.3.1	Portale tipo A - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B)	33
4.3.2	Portale tipo B - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B)	35
4.3.3	Portale tipo C - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B)	37
4.3.4	Portale tipo A - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C).....	40
4.3.5	Portale tipo B - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C).....	42
4.3.6	Portale tipo C - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C).....	44
4.4	Ancoraggio alle strutture di fondazione	47

4.4.1	Portale tipo A	49
4.4.2	Portale tipo B	53
4.4.3	Portale tipo C	57
4.5	Deformabilità	61
5.	verifica delle fondazioni	61
5.1	Verifica del plinto di fondazione	61

1. GENERALITÀ

La presente relazione riguarda le strutture di segnaletica definite “Monopalo”, da realizzarsi lungo la rete autostradale italiana.

Le strutture sono concepite come “Tipologiche” e, nel rispetto dei limiti dimensionali definiti nei paragrafi seguenti, possono essere collocate lungo qualsiasi tratto autostradale a condizione che si rispettino le massime azioni indotte dal vento assunte in fase di calcolo.

In particolare, il massimo valore caratteristico della pressione agente per effetto del vento è pari a $q_{W-MAX} = 1.50 \text{ kN/m}^2$.

Ne discende che le analisi e verifiche condotte sono da ritenersi valide per strutture ubicate in aree geografiche aventi caratteristiche tali da determinare la massima pressione del vento, ottenibile attraverso valutazioni basate sulla normativa nazionale (NTC 2008, UNI EN 1991-1-4), al più uguale a $q_{W-MAX} = 1.50 \text{ kN/m}^2$.

Le strutture in oggetto, collocate ai margini della carreggiata autostradale, sono destinate a sorreggere cartelli di indicazione stradale di varia metratura, come riepilogato nella tabella seguente, che associa a ciascuna tipologia le rispettive caratteristiche geometriche.

Tipologia monopalo	Sub (-)	GEOMETRIA TARGA			
		A (m)	B (m)	C (m)	e_GEOM (m)
A	1	2.500	3.600	1.800	-0.950
A	2	3.000	2.000	1.000	-0.950
A	3	3.000	2.250	1.125	-0.950
A	4	3.000	2.750	1.375	-0.950
A	5	3.500	2.750	1.375	-0.950
A	6	4.000	2.500	1.250	-0.950
B	1	3.000	3.500	1.750	-0.950
B	2	3.000	4.250	2.125	-0.950
C	1	4.500	4.000	2.000	-0.950

Tabella 1 – Riepilogo dei monopali previsti

Dove le dimensioni geometriche riassunte hanno il seguente significato:

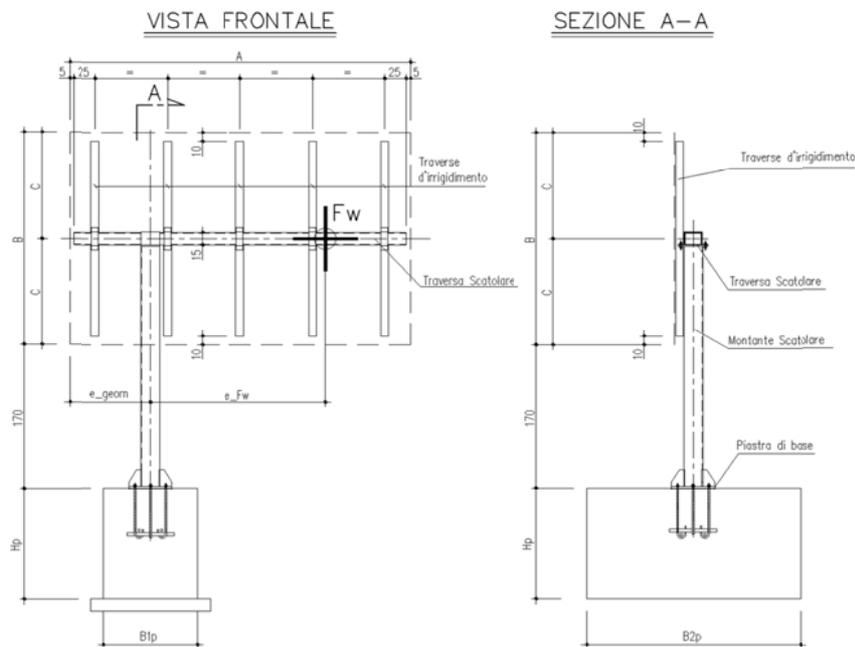


Figura 2 – Schema indicativo dell'installazione

Nella tabella si riportano le dimensioni larghezza x altezza (BxA) massime relative a ciascuna famiglia di monopalo.

Le strutture in questione si compongono di un montante installato su di un dado di fondazione in c.a. e ad esso fissato mediante piastra con tirafondi, alla cui sommità viene fissata una traversa, di analoghe caratteristiche, su cui trovano posto gli organi di fissaggio del pannello di indicazione, costituiti da elementi tubolari.

Il pannello metallico, di alluminio, è collegato ai tubolari verticali mediante apposite staffe di supporto.

Le membrature principali presentano le seguenti caratteristiche:

Tipologia monopalo	Sub monopalo	SCATOLARE SBRACCIO			SCATOLARE MONTANTE			GEOMETRIA PLINTO		
		bx	bz	t	bx	by	t	B1p	B2p	Hp
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
A	1	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
A	2	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
A	3	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
A	4	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
A	5	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
A	6	0.200	0.150	0.006	0.220	0.220	0.006	1.100	2.500	1.300
B	1	0.300	0.150	0.006	0.300	0.300	0.006	1.200	2.900	1.500
B	2	0.300	0.150	0.006	0.300	0.300	0.006	1.200	2.900	1.500
C	1	0.300	0.150	0.006	0.300	0.300	0.008	1.300	3.100	1.700

Figura 1 – Dimensione e spessori strutturali

Il montante è fissato alla fondazione mediante n. 6 tirafondi, classe 8.8, di diametro e lunghezza variabile in funzione della tipologia di monopalo, attraverso una piastra nervata di spessore 20-25 mm.

In figura si riportano le caratteristiche dell'ancoraggio alla fondazione.

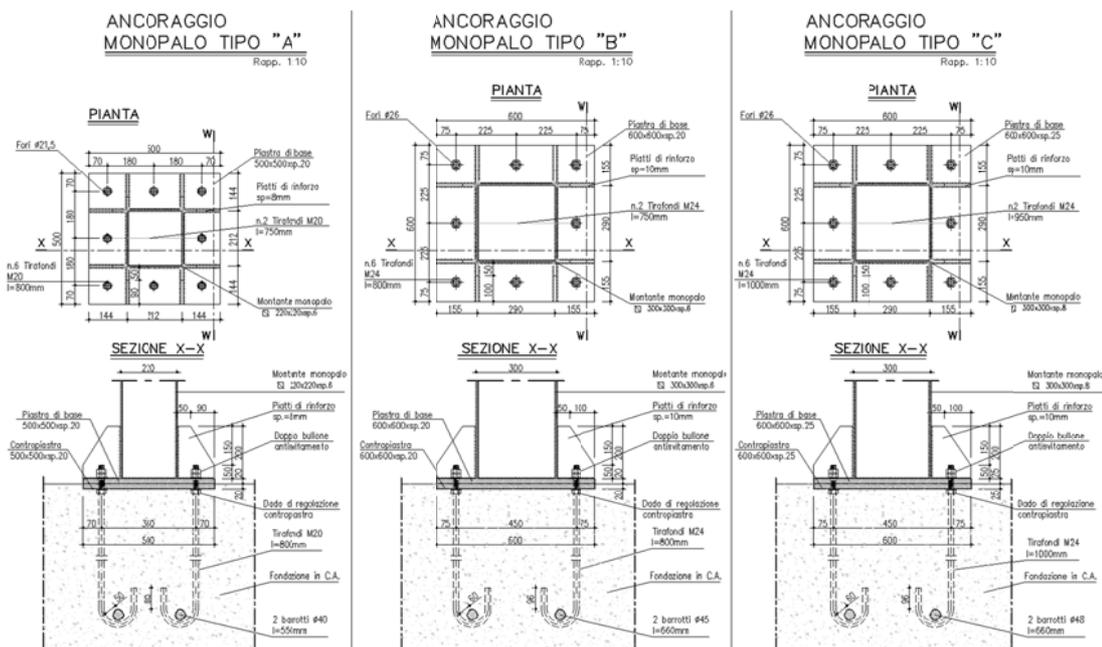


Figura 2 – Caratteristiche dell'ancoraggio alla fondazione

Per le fondazioni si prevede l'adozione di tre principali tipologie, riportate negli schemi seguenti, ognuna delle quali associata ad una delle tre macro-famiglie di monopalo (Tipo A, Tipo B, Tipo C).

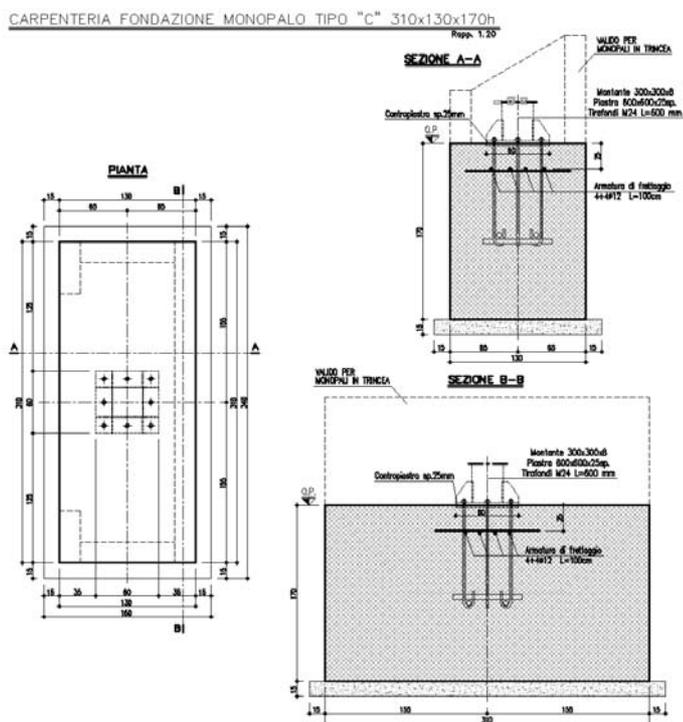


Figura 3 – Tipologie delle fondazioni previste

La presente relazione riporta i calcoli e le verifiche statiche dei principali elementi strutturali di carpenteria metallica, unitamente al dimensionamento strutturale del plinto di fondazione. Si rimanda alla relazione dedicata è per le verifiche di carattere geotecnico.

1.1 Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente normativa italiana e da quella europea (Eurocodici). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente normativa nazionale.

In dettaglio si sono presi in esame quindi i seguenti documenti, che volta in volta verranno opportunamente richiamati:

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] D.M. 31 luglio 2012: Approvazione della Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'approvazione degli Eurocodici
- [4] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- [5] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento
- [6] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- [7] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
- [8] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
- [9] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
- [10] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
- [11] UNI EN 1090-1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio–Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
- [12] UNI EN 1090-2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio–Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

1.2 Documentazione di riferimento

[13] Autostrade Meridionali S.p.A – Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Ammodernamento ed adeguamento della sede autostradale e dei relativi svincoli: Progetto Esecutivo (Dicembre 1997).

1.3 Materiali

1.3.1 Calcestruzzo

Per C 25/30

COMPRESSIONE

$$f_{cd} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / \gamma_{m,c} = 0.85 \times 0.83 \times 30 / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

dove:

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione del materiale;

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del conglomerato cementizio a 28 giorni;

$\gamma_{m,c}$ = coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato cementizio.

TRAZIONE

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_{m,c} = 1.14 \text{ N/mm}^2$$

dove:

f_{ctk} = resistenza caratteristica a trazione del materiale = $0.7 \cdot f_{ctm}$;

f_{ctm} = resistenza a trazione media del calcestruzzo = $0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2}$ [N/mm²];

$\gamma_{m,c}$ = coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato cementizio, pari a 1.6.

1.3.2 Acciaio per carpenteria metallica e connessioni

Per la realizzazione delle membrature metalliche si adotta, in linea generale, acciaio tipo S355 J2, zincato a caldo.

Le presenti verifiche sono effettuate con acciaio tipo S355, restituendo tale scelta rapporti di sfruttamento più elevati.

Le connessioni, tirafondi inclusi, sono realizzate mediante bulloni classe 8.8

1.3.3 Acciaio per armatura lenta

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è definita mediante l'espressione:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m,s} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

dove:

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento;

$\gamma_{m,s}$ = coefficiente di sicurezza del materiale, pari in questo caso a 1.15.

In sede di progettazione si sono assunti convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- Modulo elastico: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$;
- Modulo di elasticità trasversale: $G = E/2(1+\nu)$;
- Coefficiente di Poisson : $\nu = 0.3$;
- Coefficiente di espansione termica lineare ($T \leq 100^\circ\text{C}$): $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- Densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Il coefficiente di omogeneizzazione è stato assunto pari a 15.

1.4 Classe di esecuzione

La classe di esecuzione prescelta per la realizzazione delle strutture metalliche è EXC2, secondo EN 1090.

1.5 Contestualizzazione delle opere

Come anticipato in premessa, le strutture sono da intendersi come tipologiche.

La loro contestualizzazione, accompagnata da una relazione di calcolo apposita, è necessaria solo qualora il situ in cui debba essere realizzata presentasse delle azioni indotte dalle spinte del terreno (per particolari morfologie locali), dalla pressione del vento o per classe di aggressività ambientale più gravose rispetto a quelle assunte nel calcolo e specificate in seguito.

In particolare, salvo eventuali verifiche di dettaglio, la struttura risulta utilizzabile, nei confronti della pressione esercitata dal vento, nelle seguenti regioni italiane:

TABELLA SINTETICA - ZONE DI UTILIZZO DEI MONOPALO				
Zonazione secondo NAD EN 1991-1-4 - tab. N.A.1				
Zona	vb0	a0	k0	Regione
1	25	1000	0.010	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. Di Trieste)
2	25	750	0.015	Emilia Romagna
3	27	500	0.020	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la prov. di Reggio Calabria)
4	28	500	0.020	Sicilia e prov. di Reggio Calabria
5	28	750	0.015	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)
6	28	500	0.020	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)
7	28	1000	0.015	Liguria
8	30	1500	0.010	Provincia di Trieste
9	31	500	0.020	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto

Classi di rugosità secondo NAD EN 1991-1-4	
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con vegetazione bassa come erba e ostacoli isolati (alberi, edifici) separati da una distanza pari almeno a 20 volte l'altezza degli ostacoli.
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,)

In generale in tutte quelle aree geografiche nelle quali risulti una pressione massima del vento agente sulla cartellonistica di intensità $qW_s \leq 1.50 \text{ kN/m}^2$

Si escludono dall'utilizzo le aree geografiche retinate in tabella per le quali è necessaria una nuova verifica delle strutture.

Nelle analisi in corso, al fine di involuppare le sollecitazioni indotte dal vento nelle aree geografiche di possibile utilizzo, si è considerato quanto segue per la determinazione dei parametri necessari alla determinazione dei contributi di carico dipendenti.

1.5.1 Vento

Vento (EN 1991-1-4 + NAD):

Contestualizzazione		
Nome località:	Struttura tipologica	
Calcolo parametri generali azione del vento (EN 1991-1-4 + NAD) (*)		
Cat. Sito	III	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3	1-2-3-4-5-6-7-8-9
a_s	450	m - quota sito
Categoria sito	III	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3	1-2-3-4-5-6-7-8-9
a_s	450	m - quota sito
v_{b0}	27	4.1(1) P
a_0	500	m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.02	1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	27	4.1(1) P
v_b	27.0	velocità di base del vento
C_{dir}	1.00	4.2(2) P - nota 2
C_{season}	1.00	4.2(2) P - nota 3
k_t	1.00	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
C_o	1.00	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
T_r	50	periodo di ritorno
k_1	0.14	
n	1	
a_r	1.00	
z_0	0.1	EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{0II}	0.05	EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
z_{min}	5.00	EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{max}	200	EN 1991-1-4 §4.3.2
k_r	0.20	fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
S_v	5.39	scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
r	1.25	densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)

(*) I parametri dipendenti dalla forma del cartello sono valutati nelle schede attinenti

Per quanto riguarda la scelta dei parametri, si rimanda alle tabelle seguenti.

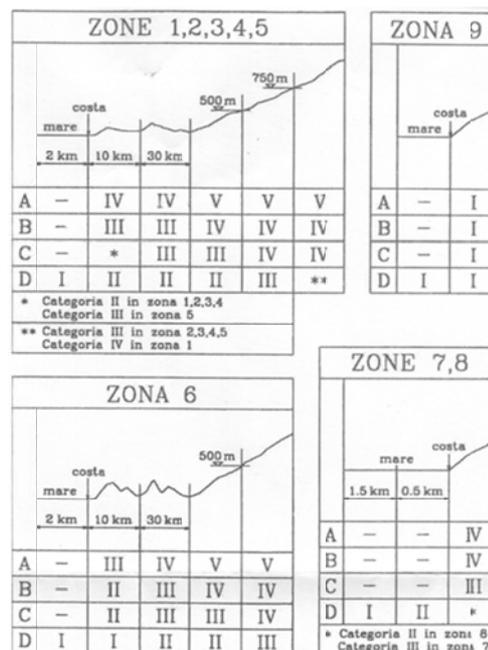
Tabella 3 – Parametri per l'azione del vento

tabelle parametri di base				
Zonazione secondo NAD EN 1991-1-4 - tab. N.A.1				
Zona	v_{b0}	a_g	k_g	Regione
1	25	1000	0.010	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. Di Trieste)
2	25	750	0.015	Emilia Romagna
3	27	500	0.020	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la prov. di Reggio Calabria)
4	28	500	0.020	Sicilia e prov. di Reggio Calabria
5	28	750	0.015	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)
6	28	500	0.020	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)
7	28	1000	0.015	Liguria
8	30	1500	0.010	Provincia di Trieste
9	31	500	0.020	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto

Classi di rugosità secondo IAD EN 1991-1-4	
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con vegetazione bassa come erba e ostacoli isolati (alberi, edifici) separati da una distanza pari almeno a 20 volte l'altezza degli ostacoli.
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,

Categorie di esposizione secondo NAD EN 1991-1-4 (cfr. tab. N.A.2)		
cat.	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0.01	2
II	0.05	4
III	0.1	5
IV	0.3	8
V	0.7	12

Figura N.A.2



1.5.2 Azioni sismiche

Le azioni sismiche insistenti sull'installazione e trasmesse al plinto di fondazione sono scarsamente significative. Infatti, la massa media della parte in elevazione risulta in generale non superiore a 2000 kg. L'azione tagliante da vento risulta in generale del medesimo ordine di grandezza del peso della struttura, attestandosi su di un valore medio di 14000 N. E' immediato pertanto constatare che le azioni sismiche orizzontali non potranno in generale mai essere paragonabili alle azioni orizzontali d'esercizio.

Si terrà conto invece delle azioni indotte dal sisma lungo il plinto di fondazione (azioni inerziali e spinte del terreno). Per maggiori dettagli si rimanda allo specifico capitolo di verifica geotecnica.

1.6 Organizzazione delle analisi e delle verifiche

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato mediante una procedura implementata in un foglio elettronico, che, a partire dalle specifiche dimensioni di cartellonistica e di dispositivo (A, B o C) procede al calcolo automatico delle sollecitazioni insistenti nelle membrature metalliche ed a base piastra di ancoraggio.

La medesima procedura viene pertanto utilizzata, previa applicazione degli specifici contributi insistenti lungo il plinto, per il calcolo delle pressioni in fondazione e per le verifiche geotecniche.

2. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si evidenziano i contributi di carico implementati nel foglio elettronico, e valutati in automatico nell'ambito delle varie schede.

2.1 Pesi propri, Gk

Si considerano i seguenti contributi:

- Peso membrature metalliche acciaio (*)

Valutato con riferimento a $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

- Peso targa in alluminio (**)

Valutato con riferimento a $\gamma_a = 27 \text{ kN/m}^3$

(*)

Per i tubolari di sostegno si ipotizza la presenza di n. 1 tubolare $\phi 90 \text{ t } 4 \text{ mm} + 5 \%$ per conteggio forfaitario del peso degli elementi di ancoraggio.

(**)

Si considera l'effettiva superficie del cartello, applicando forfaitariamente un incremento del 5 % per il conteggio dei vari organi di attacco.

2.2 Azione del vento

Per il calcolo della pressione del vento e della relativa azione complessiva, si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1991-1-4 + NAD.

Di seguito si riportano i parametri di base e la valutazione delle pressioni insistenti sul pannello. Esse vengono valutate per una quota del baricentro pannello da p.c. < 5 m, risultando per ciascuna tipologia tale valore mai superato.

Contestualizzazione		
Nome località:	Struttura tipologica	
Calcolo parametri generali azione del vento (EN 1991-1-4 + NAD) (*)		
Cat. Sito	III	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3	1-2-3-4-5-6-7-8-9
a_s	450	m - quota sito
Categoria sito	III	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	3	1-2-3-4-5-6-7-8-9
a_s	450	m - quota sito
v_{b0}	27	4.1.(1) P
a_0	500	m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.02	1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	27	4.1.(1) P
v_b	27.0	velocità di base del vento
c_{dir}	1.00	4.2.(2) P - nota 2
c_{season}	1.00	4.2.(2) P - nota 3
k_1	1.00	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
c_0	1.00	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
T_r	50	periodo di ritorno
k_1	0.14	
n	1	
a_r	1.00	
z_0	0.1	EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{0II}	0.05	EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
z_{min}	5.00	EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{max}	200	EN 1991-1-4 §4.3.2
k_r	0.20	fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
s_v	5.39	scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.5)
r	1.25	densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)

(*) I parametri dipendenti dalla forma del cartello sono valutati nelle schede attinenti

Tabella 4 – Parametri dell'azione del vento

Le pressioni del vento sono state determinate in aderenza a quanto disposto in normativa per le strutture tipo “targa” o “cartello”.

Per il calcolo del coefficiente “ c_{scd} ”, si ricorre alla valutazione della prima frequenza propria della struttura nella direzione del vento e si determina la massa generalizzata.

In relazione alla numerosità delle strutture in analisi (sei del Tipo A, due del Tipo B e una del tipo C), si sono implementate preliminarmente due analisi modali su due strutture significative in termini di inviluppo dei risultati e si è ottenuto quanto segue:

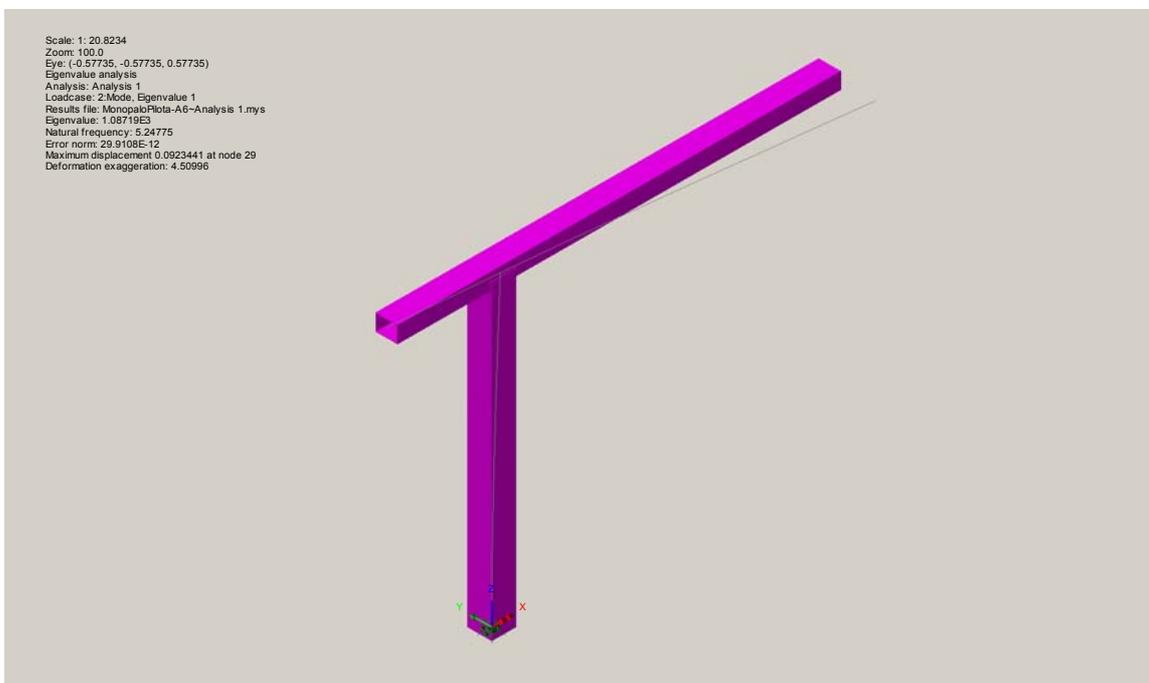


Figura 4 – Primo modo Monopalo A6

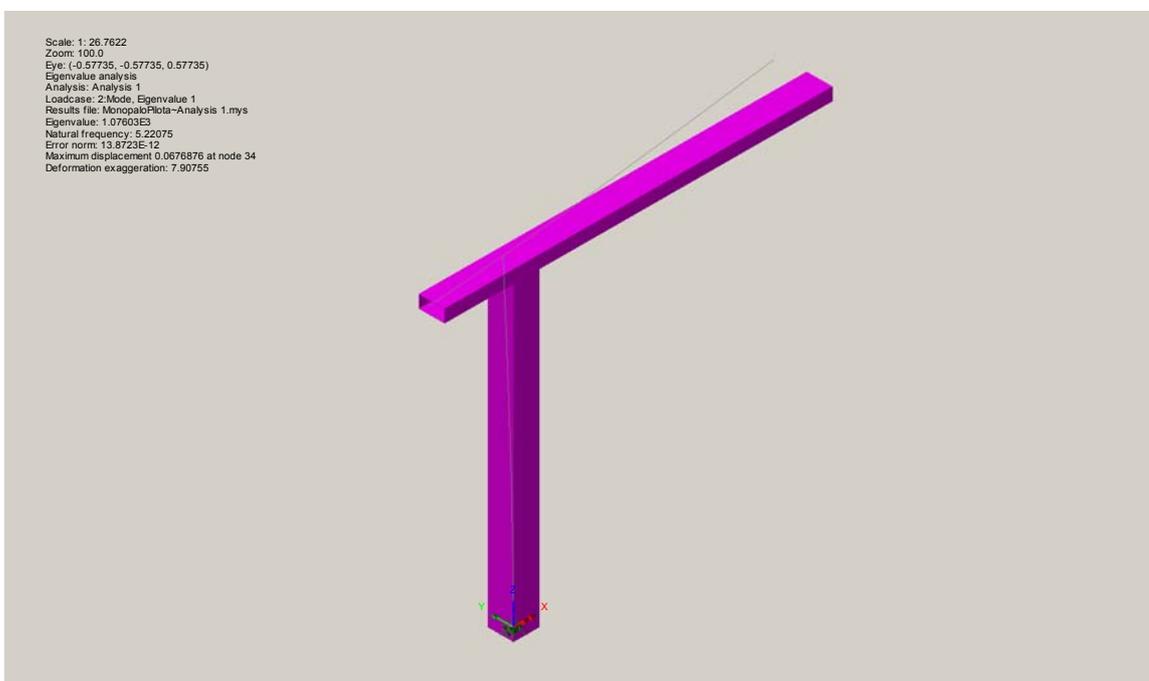


Figura 5 – Primo modo Monopalo C1

Le frequenze registrate sono circa pari a 5.20 Hz.

Le masse generalizzate assumono i valori $m_G = 98 \text{ kg/m}$; $m_G = 147 \text{ kg/m}$ rispettivamente.

Ne discende che il valore assunto dal parametro $c_{scd} < 0.95$ in entrambi i casi.

Si assume quindi nelle analisi a seguire, cautelativamente, il parametro $c_{scd} = 1.00$, la pressione caratteristica insistente sul pannello risulta sempre di poco minore di 1.50 kN/m^2 .

Si considera cautelativamente una pressione pari a:

$$f_{w,d} = 1.50 \text{ N/m}^2$$

Ai fini delle analisi a seguire, si considera anche un'eccentricità non intenzionale della risultante delle azioni del vento, pari al 25% della dimensione orizzontale del pannello (cfr. EN 1991-1-4).

2.3 Combinazioni di carico

Ai fini della valutazione delle sollecitazioni lungo la struttura, si utilizzano i coefficienti di combinazione di seguito indicati. Per le combinazioni e gli approcci relativi alle azioni in fondazione, si rimanda allo specifico capitolo.

Tabella 5 – Coefficienti di combinazione - EQU

Combinazione	G_k	Vento
EQU	0.9	1.50

Per la verifica di capacità portante delle fondazioni:

Tabella 6 – Coefficienti di combinazione - GEO

Combinazione	G_k	Vento
GEO	1.0	1.30

Per la verifica strutturale delle fondazioni:

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione – SLU-STR

Combinazione	G_k	Vento
SLU-STR	1.3	1.50

	Rete autostradale italiana Monopali di segnalazione – Relazione strutture metalliche Strutture Tipologiche: Monopalo Tipo A – B - C
---	--

Tabella 8 – Coefficienti di combinazione – SLE-STR

Combinazione	G_k	Vento
SLE-STR	1.0	1.0

3. CALCOLO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato mediante un foglio elettronico che elabora i parametri di base dell'installazione, fino a fornire le sollecitazioni lungo le membrature principali in corrispondenza della sezione di attacco della mensola orizzontale (Sezione A), della sezione di sommità del montante metallico (sezione B) e allo spiccato della colonna (Sezione C). Si restituiscono inoltre le sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione.

Si evidenzia che, a favore di sicurezza, al fine di non indurre effetti "favorevoli", il calcolo delle azioni in fondazione viene effettuato considerando l'eccentricità della sagoma del pannello "positiva"; ovvero concorde con il verso delle azioni indotte dal terreno sul plinto.

Il calcolo delle sollecitazioni lungo le membrature in acciaio e sottopiastra viene effettuato con riferimento alle effettive eccentricità.

Per chiarezza, si esplicita nel seguito a titolo esemplificativo l'intero calcolo effettuato per il monopalo Tipo A1. Nella successiva tabella riepilogativa si riassumono i risultati delle analisi relative alle tre tipologie di monopalo e alle rispettive 6 + 2 + 1 sottofamiglie.

Le tabelle seguenti riepilogano le sollecitazioni complessive rilevate ad intradosso fondazione, per i singoli contributi caratteristici e per le combinazioni di interesse, per ciascuna delle installazioni analizzate.

Calcolo Sollecitazioni e Azioni in fondazione - pannelli SGN

Monopalo

Tipo A
Sub. 1

1

Caratteristiche dell'installazione (cfr. schema di riferimento)

Localizzazione

Cat. Sito III I-II-III-V-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona 3 1-2-3-4-5-6-7-8-9
 a_s 450 m - quota sito

Targa

Larghezza (B) 2.5 m
Altezza (h) 3.6 m
Eccentricità geometrica (e) 0.3 m
Eccentricità vento (e) * 0.925 m
quota da p.c. (z_i) 1.7 m

Struttura di sostegno

Montante

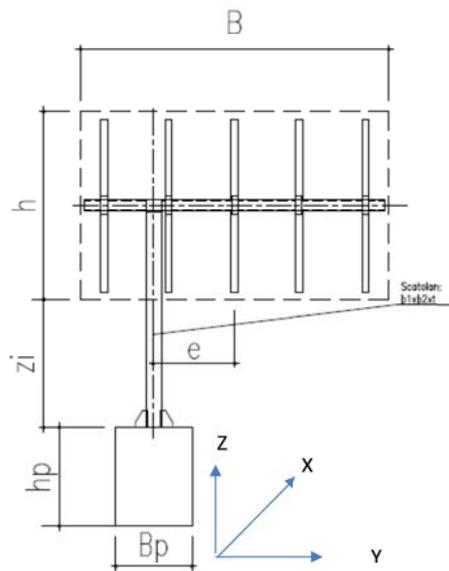
b_x 220 mm
b_y 220 mm
t 6 mm
 h_{MONT} 3.5 m

traversa

b_x 200 mm
b_z 150 mm
t 6 mm
l 2.5 m

fondazione

b_p 1.1 m
l_p 2.5 m
h_p 1.3 m



Pesi calcolati

targa	0.77 kN	Alluminio spessore 3 mm (g 27 kN/mc) + 5 % forf.
sostegni targa	1.60 kN	Tubolari phi 90 sp 4 mm passo 500 mm + 5 % forf
montante	1.41 kN	Profilo Quadro, dim. 220 x 220 x 6 mm
traversa	0.80 kN	Profilo Quadro, dim. 200 x 150 x 6 mm
fondazione	89.38 kN	Plinto cls, dim. 1.1 x 2.5 x 1.3 m

* Si assume una eccentricità accidentale aggiuntiva pari a B/4 per il centro delle pressioni del vento

Sollecitazioni di verifica della mensola - sezione di attacco (kN e kNm)

Sollecitazioni per i singoli valori caratteristici

Si considera la sezione trasversale dello sbraccio in corrispondenza all'intersezione tra gli assi del montante e dello sbraccio spesso

	N	\bar{x}	T _z	M _x	M _y	M _z
gk1, installazione	0.00	0.00	1.96	1.52	0.00	0.00
fw	0.00	8.37	0.00	0.00	0.00	12.49

Sollecitazioni le varie combinazioni di carico

	N	\bar{x}	T _z	M _x	M _y	M _z
S.L.U. STR	0.00	12.56	2.55	1.98	0.00	18.73
S.L.E.	0.00	8.37	1.96	1.52	0.00	12.49
S.L.E. freq.	0.00	1.67	1.96	1.52	0.00	2.50
S.L.E. q.p.	0.00	0.00	1.96	1.52	0.00	0.00

Sollecitazioni sommità montante (kN e kNm)								
Sollecitazioni per i singoli valori caratteristici								
	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz		
gk1, installazione	-3.16	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00		
fw	0.00	13.50	0.00	0.00	0	12.49		
Sollecitazioni le varie combinazioni di carico								
	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz		
S.L.U. STR	-4.11	20.25	0.00	1.23	0.00	18.73		
S.L.E.	-3.16	13.50	0.00	0.95	0.00	12.49		
S.L.E. freq.	-3.16	2.70	0.00	0.95	0.00	2.50		
S.L.E. q.p.	-3.16	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00		
Sollecitazioni base montante (kN e kNm)								
Sollecitazioni per i singoli valori caratteristici								
	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz		
gk1, installazione	-4.57	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00		
fw	0.00	14.06	0.00	0.00	47.25	12.49		
Sollecitazioni le varie combinazioni di carico								
	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz		
S.L.U. STR	-5.95	21.09	0.00	1.23	70.88	18.73		
S.L.E.	-4.57	14.06	0.00	0.95	47.25	12.49		
S.L.E. freq.	-4.57	2.81	0.00	0.95	9.45	2.50		
S.L.E. q.p.	-4.57	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00		
Sollecitazioni fondazione (kN e kNm)								
Sollecitazioni per i singoli valori caratteristici								
	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz		
gk1, installazione	-4.57	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00		
gk1, plinto	-89.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
fw	0.00	14.06	0.00	0.00	64.8	12.49		
Sollecitazioni per le varie combinazioni di carico								
	ex	ey	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz
S.L.U. STR	0.80	0.01	-122.13	21.09	0.00	1.23	97.20	18.73
S.L.U. GEO	0.90	0.01	-93.95	18.28	0.00	0.95	84.24	16.23
S.L.E.	0.69	0.01	-93.95	14.06	0.00	0.95	64.80	12.49
S.L.E. freq.	0.14	0.01	-93.95	2.81	0.00	0.95	12.96	2.50
S.L.E. q.p.	0.00	0.01	-93.95	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00
Nota: allo S.L.U. STR le azioni dovute a gk1 sono valutate direttamente con coefficiente 1.3 (max az. assiale)								

3.1 Sollecitazioni agenti sulla struttura metallica

Di seguito la tabella riassuntiva con le sollecitazioni nella combinazione SLU STR, utilizzate per la verifica strutturale del portale:

		GEOMETRIA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE			SEZIONE DI ATTACCO DELLA MENSOLA					
		SCATOLARE SBRACCIO			SEZIONE A					
Tipo	Sub	bx	bz	t	N	Tx	Tz	Mx	My	Mz
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A	1	0.200	0.150	0.006	0.00	12.56	2.55	1.98	0.00	18.73
A	2	0.200	0.150	0.006	0.00	9.23	2.25	2.31	0.00	17.55
A	3	0.200	0.150	0.006	0.00	10.38	2.43	2.49	0.00	19.74
A	4	0.200	0.150	0.006	0.00	12.68	2.78	2.85	0.00	24.13
A	5	0.200	0.150	0.006	0.00	15.78	3.45	4.40	0.00	36.27
A	6	0.200	0.150	0.006	0.00	17.16	3.87	5.90	0.00	46.13
B	1	0.300	0.150	0.006	0.00	16.14	3.55	3.64	0.00	30.71
B	2	0.300	0.150	0.006	0.00	19.60	4.08	4.18	0.00	37.29
C	1	0.300	0.150	0.006	0.00	31.95	6.76	12.00	0.00	98.21

		GEOMETRIA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE			SEZIONE DI SOMMITA' DELLA COLONNA					
		SCATOLARE MONTANTE			SEZIONE B					
Tipo	Sub	bx	by	t	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A	1	0.220	0.220	0.006	-4.11	20.25	0.00	1.23	0.00	18.73
A	2	0.220	0.220	0.006	-3.29	13.50	0.00	1.81	0.00	17.55
A	3	0.220	0.220	0.006	-3.55	15.19	0.00	1.95	0.00	19.74
A	4	0.220	0.220	0.006	-4.06	18.56	0.00	2.23	0.00	24.13
A	5	0.220	0.220	0.006	-4.74	21.66	0.00	3.79	0.00	36.27
A	6	0.220	0.220	0.006	-5.08	22.50	0.00	5.33	0.00	46.13
B	1	0.300	0.300	0.006	-5.20	23.63	0.00	2.86	0.00	30.71
B	2	0.300	0.300	0.006	-5.97	28.69	0.00	3.28	0.00	37.29
C	1	0.300	0.300	0.008	-8.57	40.50	0.00	11.14	0.00	98.21

		GEOMETRIA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE			SEZIONE DI BASE DELLA COLONNA					
		SCATOLARE MONTANTE			SEZIONE C					
Tipo	Sub	bx	by	t	N	Tx	Ty	Mx	My	Mz
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A	1	0.220	0.220	0.006	-5.95	21.09	0.00	1.23	70.88	18.73
A	2	0.220	0.220	0.006	-4.71	14.34	0.00	1.81	36.45	17.55
A	3	0.220	0.220	0.006	-5.03	16.03	0.00	1.95	42.90	19.74
A	4	0.220	0.220	0.006	-5.68	19.40	0.00	2.23	57.08	24.13
A	5	0.220	0.220	0.006	-6.35	22.50	0.00	3.79	66.59	36.27
A	6	0.220	0.220	0.006	-6.62	23.34	0.00	5.33	66.38	46.13
B	1	0.300	0.300	0.006	-7.68	24.77	0.00	2.86	81.51	30.71
B	2	0.300	0.300	0.006	-8.72	29.84	0.00	3.28	109.73	37.29
C	1	0.300	0.300	0.008	-12.10	41.65	0.00	11.14	149.85	98.21

3.2 Sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione

Di seguito la tabella riassuntiva con le sollecitazioni utilizzate per le verifiche:

Azioni in fondazione - Portale A 1						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-122.13	21.09	0.00	1.23	97.20	18.73
S.L.U. GEO	-93.95	18.28	0.00	0.95	84.24	16.23
S.L.E.	-93.95	14.06	0.00	0.95	64.80	12.49
S.L.E. freq.	-93.95	2.81	0.00	0.95	12.96	2.50
S.L.E. q.p.	-93.95	0.00	0.00	0.95	0.00	0.00

Azioni in fondazione - Portale A 2						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-120.90	14.34	0.00	1.81	54.00	17.55
S.L.U. GEO	-93.00	12.43	0.00	1.39	46.80	15.21
S.L.E.	-93.00	9.56	0.00	1.39	36.00	11.70
S.L.E. freq.	-93.00	1.91	0.00	1.39	7.20	2.34
S.L.E. q.p.	-93.00	0.00	0.00	1.39	0.00	0.00

Azioni in fondazione - Portale A 3						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-121.22	16.03	0.00	1.95	62.65	19.74
S.L.U. GEO	-93.25	13.89	0.00	1.50	54.30	17.11
S.L.E.	-93.25	10.69	0.00	1.50	41.77	13.16
S.L.E. freq.	-93.25	2.14	0.00	1.50	8.35	2.63
S.L.E. q.p.	-93.25	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00

Azioni in fondazione - Portale A 4						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-121.86	19.40	0.00	2.23	81.21	24.13
S.L.U. GEO	-93.74	16.82	0.00	1.72	70.38	20.91
S.L.E.	-93.74	12.94	0.00	1.72	54.14	16.09
S.L.E. freq.	-93.74	2.59	0.00	1.72	10.83	3.22
S.L.E. q.p.	-93.74	0.00	0.00	1.72	0.00	0.00

Azioni in fondazione - Portale A 5						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-122.54	22.50	0.00	3.79	94.75	36.27
S.L.U. GEO	-94.26	19.50	0.00	2.92	82.11	31.44
S.L.E.	-94.26	15.00	0.00	2.92	63.16	24.18
S.L.E. freq.	-94.26	3.00	0.00	2.92	12.63	4.84
S.L.E. q.p.	-94.26	0.00	0.00	2.92	0.00	0.00

Azioni in fondazione - Portale A 6						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-122.81	23.34	0.00	5.33	95.63	46.13
S.L.U. GEO	-94.47	20.23	0.00	4.10	82.88	39.98
S.L.E.	-94.47	15.56	0.00	4.10	63.75	30.75
S.L.E. freq.	-94.47	3.11	0.00	4.10	12.75	6.15
S.L.E. q.p.	-94.47	0.00	0.00	4.10	0.00	0.00

Azioni in fondazione - Portale B 1						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-177.33	24.77	0.00	2.86	116.94	30.71
S.L.U. GEO	-136.41	21.47	0.00	2.20	101.35	26.62
S.L.E.	-136.41	16.52	0.00	2.20	77.96	20.48
S.L.E. freq.	-136.41	3.30	0.00	2.20	15.59	4.10
S.L.E. q.p.	-136.41	0.00	0.00	2.20	0.00	0.00

Azioni in fondazione - Portale B 2						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-178.37	29.84	0.00	3.28	152.76	37.29
S.L.U. GEO	-137.21	25.86	0.00	2.53	132.39	32.32
S.L.E.	-137.21	19.89	0.00	2.53	101.84	24.86
S.L.E. freq.	-137.21	3.98	0.00	2.53	20.37	4.97
S.L.E. q.p.	-137.21	0.00	0.00	2.53	0.00	0.00

Azioni in fondazione - Portale C 1						
	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
S.L.U. STR	-234.76	41.65	0.00	11.14	218.70	98.21
S.L.U. GEO	-180.58	36.09	0.00	8.57	189.54	85.12
S.L.E.	-180.58	27.77	0.00	8.57	145.80	65.48
S.L.E. freq.	-180.58	5.55	0.00	8.57	29.16	13.10
S.L.E. q.p.	-180.58	0.00	0.00	8.57	0.00	0.00

4. VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 Verifica delle sezioni in carpenteria metallica

Le verifiche vengono effettuate con riferimento ai criteri generali contenuti in EN 1991-1-3. Il profilo del montante è considerato in classe 3 o 4 in funzione delle caratteristiche geometriche e dello stato tensionale insistente.

Si terrà pertanto conto, nella verifica per tensioni normali, dell'effetto del local buckling, effettuando le verifiche tensionali con il metodo della sezione ridotta (cfr. EN 1993-1-5).

La tensione di riferimento risulta, previa applicazione di $\gamma_{m0} = 1.05$: $f_{yd} = 338$ MPa.

La sovrapposizione degli effetti di M/N con quelli di V/T verrà effettuata solo in caso di presenza di interazione tra i due fenomeni.

Le verifiche vengono effettuate in automatico, estraendo per la combinazione S.L.U., il massimo rapporto di sfruttamento per tensioni normali e taglianti.

Di seguito si riporta, per tutti i portali, la sintesi delle sollecitazioni di progetto S.L.U. ed il massimo rapporto di sfruttamento rilevato per tensioni normali e taglianti.

A titolo esemplificativo si riporta nel seguito la verifica esplicita della sezione dello sbraccio (Sezione A) del portale tipo A1.

Verifica Tensionale (Sez. di classe 4)

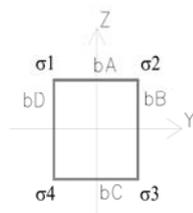
(EN 1993-1-1; EN 1993-1-5)

Azioni di verifica agli SLU:

SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:									Coord. G _{SEZ_LORDA}			
Tipo	Sezione	L _y (m)	L _z (m)	s (m)	A (m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	A _{v,y} (m ²)	A _{v,z} (m ²)	W _y (m ³)	W _z (m ³)	2 [°] Ω*t (m ³)	Y _G (m)	Z _G (m)
A1	SEZIONE A	0.2	0.15	0.006	0.0041	0.0000	0.0000	0.0024	0.0018	0.0002	0.0002	0.0003	0	0

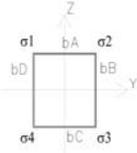
SEZIONE A					
Assiale (kN)	V _i (kN)	V _j (kN)	Torcente (kNm)	M (kNm)	M _j (kNm)
0.00	12.56	2.55	0.00	1.98	18.73

Calcolo delle tensioni sulla sezione lorda (Sezione a spigoli vivi):



Acciaio		
f _{yk} (kN/m ²)	γ _{m0} (-)	γ _{m1} (-)
355000	1.05	1.05

Calcolo delle tensioni sulla sezione tonda (Sezione a spigoli vivi):



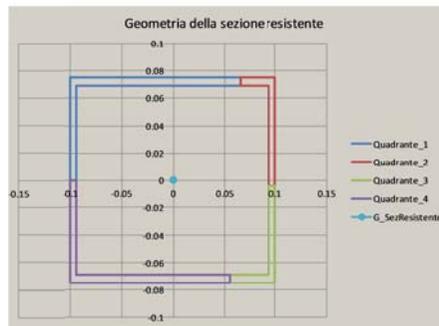
Acciaio		
f _{yk}	γ _{M0}	γ _{M1}
(kN/m ²)	(-)	(-)
355000	1.05	1.05

Trattazione per "Internal compression elements" (EN 1993-1-5; 4.4)

SEZIONE A														Tensioni di compressione sono positive:															
Assiale (kN)	V _I (kN)	V _J (kN)	Torce (kNm)	M _I (kNm)	M _J (kNm)	Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento flettente (M _Y)				Momento flettente (M _Z)				Tensioni risultanti:									
						V _I - Torcente (kN/m ²)	V _J - Torcente (kN/m ²)	σ ₁ (kN/m ²)	σ ₂ (kN/m ²)	σ ₃ (kN/m ²)	σ ₄ (kN/m ²)	σ ₁ (kN/m ²)	σ ₂ (kN/m ²)	σ ₃ (kN/m ²)	σ ₄ (kN/m ²)	σ ₁ (kN/m ²)	σ ₂ (kN/m ²)	σ ₃ (kN/m ²)	σ ₄ (kN/m ²)	σ ₁ (kN/m ²)	σ ₂ (kN/m ²)	σ ₃ (kN/m ²)	σ ₄ (kN/m ²)						
0.00	12.56	2.55	0.00	1.98	18.73	5231	1417	0	0	0	0	-9831	-9831	9831	9831	-79416	79416	79416	-79416	-89247	69585	89247	-69585						

ITERAZIONE N. 03

SEZIONE A - ITERAZIONE N. 03														Tensioni di compressione sono positive:															
Assiale (kN)	V _I (kN)	V _J (kN)	Torce (kNm)	M _I (kNm)	M _J (kNm)	Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento flettente (M _Y)				Momento flettente (M _Z)				Tensioni risultanti:									
						V _I - Torcente (kN/m ²)	V _J - Torcente (kN/m ²)	σ ₁ (kN/m ²)	σ ₂ (kN/m ²)	σ ₃ (kN/m ²)	σ ₄ (kN/m ²)	σ ₁ (kN/m ²)	σ ₂ (kN/m ²)	σ ₃ (kN/m ²)	σ ₄ (kN/m ²)	σ ₁ (kN/m ²)	σ ₂ (kN/m ²)	σ ₃ (kN/m ²)	σ ₄ (kN/m ²)	σ ₁ (kN/m ²)	σ ₂ (kN/m ²)	σ ₃ (kN/m ²)	σ ₄ (kN/m ²)						
0.00	12.56	2.55	0.00	1.98	18.73	5231	1417	0	0	0	0	-9831	-9831	9831	9831	-79416	79416	79416	-79416	-89247	69585	89247	-69585						



Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

Azione assiale - Momento flettente (M _Y) - Momento flettente (M _Z)																				
b _a				b _b				b _c				b ₀								
ψ	κ	λ ₀	ρ	b _{eff}	ψ	κ	λ ₀	ρ	b _{eff}	ψ	κ	λ ₀	ρ	b _{eff}	ψ	κ	λ ₀	ρ	b _{eff}	
(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	
-1.28255805	31.15622608	0.258	1.000	0.09	0.779692	4.481629	0.511	1.000	0.15	-0.779691904	18.659712	0.334	1.000	0.11	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	1.000	0.15

Lunghezza dei lati EFFICACI:													
Azione assiale - Momento flettente (M _Y) - Momento flettente (M _Z)		(m) - Efficace											
ba - EF1	ba - EF2	bb - EF2	bb - EF3	bc - EF3	bc - EF4	bd - EF4	bd - EF1	ba - EF1	ba - EF2				
0.165	0.035	0.079	0.071	0.045	0.155	0.075	0.075	0.165	0.035				
0.200		0.150		0.200		0.150		0.200					

Grandezze Efficaci:													
A _{eff}	ΔI _{eff}	ΔZ _{eff}	I _{y,eff}	I _{z,eff}	W _{y,eff(1)}	W _{y,eff(2)}	W _{z,eff(1)}	W _{z,eff(2)}	ΔM ₁	ΔM ₂			
(m ²)	(m)	(m)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(kNm)	(kNm)			
0.004056	0.000000	0.000000	0.000015	0.000024	0.000201	-0.000201	-0.000236	0.000236	0.0000	0.0000			

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{f_t A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{1,y}}{f_t W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{1,z}}{f_t W_{z,eff}} \leq 1.0 \quad (\text{EN 1993-1-5; 4.6})$$

M_{y,Ed}, M_{z,Ed} are the design bending moments with respect to y-y and z-z axes respectively;
e_{1,y}, e_{1,z} are the eccentricities with respect to the neutral axis.

η₁ = A + B + C

SEZIONE A										η ₁ = A + B + C	Verifica (-)
Assiale (kN)	V _I (kN)	V _J (kN)	Torce (kNm)	M _I - Eff (kNm)	M _J - Eff (kNm)	A (-)	B (-)	C (-)	Verifica (-)		
0	13	3	0	2	19	0.000	0.029	0.235	0.264	Sez. Verificata	

Verifica a Taglio - Torsione:

Sezioni resistenti senza irrigidimenti:
(EN 1993-1-5; 5)

η (-)	ε (-)	$72b_s/\eta$ (-)	hw/t (-)	
			L_y	L_z
1	0.814	59	33	25

La resistenza a taglio si determina come:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (\text{EN 1993-1-5; 5.2})$$

Si trascura la resistenza fornita dalle flange. Si ottiene quindi:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (\text{EN 1993-1-5; 5.2})$$

	σ_c (MPa)	a (m)	k_τ (-)	τ_{cr} (kN/m ²)	λ_w (-)	$\chi(\lambda)$ (-)	$V_{bw,Rd}$ (kN)	(EN 1993-1-5; 5.3 - EN 1993-1-5; Annesso A)
L_y	171	100	534	913143	0.474	1.000	234	
L_z	304	100	534	1623333	0.355	1.000	175	

Risultante delle azioni di taglio-Torsione agenti su un singolo lato dello scatolare:
(Sezione lorda)

	Azioni taglianti e torcenti		Verifiche di resistenza:			
	V_i - Torcente (kN)	V_j - Torcente (kN)	V_i - Torcente η_3 (-)	V_j - Torcente η_3 (-)	Verifica (-)	Interaz. V-M (-)
A1 - SEZIONE A	6	1	0.03	0.01	Sez. Verificata	Nessuna Interaz.

Di seguito la tabella riassuntiva coi risultati in termini di coefficienti di sfruttamento η_1 e η_4 per tutte le sezioni e per le varie tipologie di portale.

Coefficienti di sfruttamento (SLU-A1):

	Tipo Portale (-)	η_1 (-)	η_3 (-)
SEZIONE A	A 1	0.264	0.027
	A 2	0.254	0.020
	A 3	0.284	0.022
	A 4	0.344	0.027
	A 5	0.520	0.034
	A 6	0.665	0.037
	B 1	0.255	0.023
	B 2	0.307	0.028
	C 1	0.819	0.045
SEZIONE B	A 1	0.013	0.214
	A 2	0.018	0.190
	A 3	0.019	0.214
	A 4	0.022	0.261
	A 5	0.036	0.380
	A 6	0.050	0.474
	B 1	0.018	0.185
	B 2	0.020	0.225
	C 1	0.043	0.412
SEZIONE C	A 1	0.634	0.216
	A 2	0.334	0.191
	A 3	0.392	0.215
	A 4	0.518	0.263
	A 5	0.611	0.382
	A 6	0.619	0.475
	B 1	0.440	0.187
	B 2	0.590	0.227
	C 1	0.565	0.413

Le verifiche sono soddisfatte.

4.2 Verifica delle saldature a cordone d'angolo

Come anticipato, le saldature di connessione tra gli scatolari a costituire la colonna montante e lo sbraccio orizzontale e le piastre bullonate sono realizzate a cordone d'angolo.

Di seguito si riassumono le verifiche di resistenza in ottemperanza a quanto disposto in NTC 2008.

A favore di sicurezza e per brevità, si considera il solo contributo resistente delle saldature afferenti al perimetro della sezione scatolare, omettendo il contributo dei piatti di irrigidimento.

A titolo esemplificativo si esplicita la verifica in dettaglio condotta per la sezione di sommità del montante.

A seguire si riporta la tabella riassuntiva contenente i risultati di verifica, in termini di maggior coefficiente di sfruttamento della sezione saldata, per tutti i portali e per le sezioni di sommità e base della colonna.



Rete autostradale italiana

**Monopali di segnalazione – Relazione strutture metalliche
Strutture Tipologiche: Monopalo Tipo A – B - C**

Sezione di base della colonna montante:

Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo (Per sez. di classe 4 con $\rho \geq 0.50$, si assume la sezione lorda)

(NTC 2008 - 4.2.8.2.4)

Azioni di verifica agli SLU - STR:

SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
Tipic	Sezione	L_1 (m)	L_j (m)	s (m)
A1	SEZIONE B	0.22	0.22	0.006



	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

Tensioni sulla sezione di gola in posizione ribaltata:

(A)	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	f_{yk} (MPa)	31 (-)	β_2 (-)	$\beta_1 \cdot f_{yk}$ (-)	$\beta_2 \cdot f_{yk}$ (-)
(B)	$ \sigma_{\perp} \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	355	0.70	0.85	249	302

Si assume lo sviluppo longitudinale della saldatura pari a quello della sezione scatolare saldata.
Il cordone deve essere continuo, lungo uno o entrambi i lati della lamiera saldata.

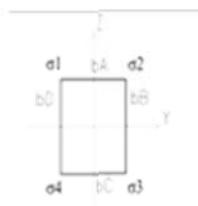
n_{CORDONI} (-)	a/s (-)	$S_{\text{MIN-SALDAT}}$ (m)	$a_{\text{RIS-TOT}}$ (m)
1	1.00	0.008	0.006

Si considera, quale sezione resistente, quella di gola "a", ruotata sui piani delle lamiere saldate:

Grandezze caratteristiche della saldatura lungo il perimetro della sezione scatolare

A_{SALDAT} (m ²)	I_1 (m ⁴)	I_j (m ⁴)	W_1 (m ³)	W_j (m ³)	S^*_{v1} (m ²)	S^*_{vj} (m ²)	$2 \cdot \Omega \cdot t$ (m ³)
0.0051	0.0000	0.0000	0.0004	0.0004	0.0001	0.0001	0.0005

Calcolo delle tensioni sulla sezione lorda (Sezione a spigoli vivi):



Determinazione dei σ negli spigoli della sezione:

	Compila' Sez Verifica'					
	Assiale (kN)	Vi (kN)	Vj (kN)	Torcente (kNm)	Mi (kNm)	Mj (kNm)
A1 - SEZIONE B	-4.11	20.25	0.00	18.73	1.23	0.00

Tensione nei cordoni di saldatura in corrispondenza ai vertici della sezione rettangolare

Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a**":

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	τ_1 (kN/m ²)	τ_2 (kN/m ²)	τ_3 (kN/m ²)	τ_4 (kN/m ²)	t_1 (kN/m ²)	t_2 (kN/m ²)	t_3 (kN/m ²)	t_4 (kN/m ²)
A1 - SEZIONE B	-27839	27839	40330	-40330	-2659	-2659	4260	4260

Verifica di resistenza della saldatura:

	Formula (A)				Formula (B)			
	Spigolo 1 (kN/m ²)	Spigolo 2 (kN/m ²)	Spigolo 3 (kN/m ²)	Spigolo 4 (kN/m ²)	Spigolo 1 (kN/m ²)	Spigolo 2 (kN/m ²)	Spigolo 3 (kN/m ²)	Spigolo 4 (kN/m ²)
A1 - SEZIONE B	27966	27966	40554	40554	2659	2659	4260	4260
η_{MAX}	0.163				0.014			

Tensioni sulla sezione resistente ruotata "a***":

	Tensioni parallele				Tensioni perpendicolari			
	τ_1 (kN/m ²)	τ_2 (kN/m ²)	τ_3 (kN/m ²)	τ_4 (kN/m ²)	n_1 (kN/m ²)	n_2 (kN/m ²)	n_3 (kN/m ²)	n_4 (kN/m ²)
A1 - SEZIONE B	-27839	27839	40330	-40330	-2659	-2659	4260	4260

Verifica di resistenza della saldatura:

	Formula (A)				Formula (B)			
	Spigolo 1 (kN/m ²)	Spigolo 2 (kN/m ²)	Spigolo 3 (kN/m ²)	Spigolo 4 (kN/m ²)	Spigolo 1 (kN/m ²)	Spigolo 2 (kN/m ²)	Spigolo 3 (kN/m ²)	Spigolo 4 (kN/m ²)
A1 - SEZIONE B	27966	27966	40554	40554	2659	2659	4260	4260
η_{MAX}	0.163				0.014			

Le verifiche sono soddisfatte.

Di seguito la tabella riassuntiva coi risultati in termini di coefficienti di sfruttamento η_{MAX} per tutte le sezioni saldate e per le varie tipologie di portale.

Coefficienti di sfruttamento (SLU-A1):

	Tipo Portale (-)	η_{1MAX} (-)
SEZIONE B	A 1	0.163
	A 2	0.147
	A 3	0.165
	A 4	0.202
	A 5	0.296
	A 6	0.371
	B 1	0.142
	B 2	0.172
	C 1	0.322
SEZIONE C	A 1	0.834
	A 2	0.459
	A 3	0.536
	A 4	0.703
	A 5	0.851
	A 6	0.893
	B 1	0.525
	B 2	0.697
	C 1	0.802

Le verifiche sono soddisfatte.

4.3 Verifica dei giunti di connessione

La struttura si realizzerà in stabilimento per conci, al fine di rendere agevoli le operazioni di movimentazione e montaggio.

L'assemblaggio delle lamiere si realizzerà, per tutti i moduli prefabbricati, con saldature a cordone d'angolo.

Le giunzioni tra conci, invece, si realizzeranno in situ con giunti bullonati agenti "a taglio".

Con particolare riferimento ai problemi indotti da carichi di origine ciclica (fatica), si richiama l'attenzione sulla necessità di serrare i bulloni utilizzando le corrette coppie prescritte. - Vedi EN 1993-1-8, EN 1090-2 par 8.5 ($F_{p,C} = 0.70 \times F_u \times A_s$) per le sezioni A e B.

Nella struttura in progetto si hanno due giunzioni bullonate per la parte in elevazione, corrispondenti alle sezioni "Sez B" e Sez C" (base connessa alla fondazione con un sistema di tirafondi).

Si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 per le connessioni aeree; per la connessione alla base tirafondi di lunghezza variabile e dipendente dalla tipologia di monolapo (vedi elaborati grafici dedicati), con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 8.8.

Le verifiche sono condotte con riferimento a quanto dettagliato nelle NTC 2008; 4.2.8 ed in analogia a quanto contenuto in EN 1993-1-8; 3.6.

Si rimanda a quanto sopra per dettagli in merito alle procedure di verifica ed al significato dei simboli richiamati nelle tabelle sintetiche seguenti.

Per ciascuna tipologia di portale si è verificata la sezione appartenente alla sottofamiglia soggetta alla maggiore sollecitazione (A1-A6; B1-B2; C1). La medesima sezione ha le stesse caratteristiche geometriche per tutte le sottofamiglie di portali appartenente alla stessa tipologia. I risultati della verifica risultano quindi validi per tutte le sottofamiglie della stessa tipologia.

La scelta della specifica giunzione da sottoporre a verifica della bullonatura è stata fatta utilizzando i maggiori coefficienti di sfruttamento delle sezioni metalliche.

4.3.1 Portale tipo A - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione-taglio sui bulloni.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo (schema 1) vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo (schema 2) opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

Verifica Giunzioni bullonate:

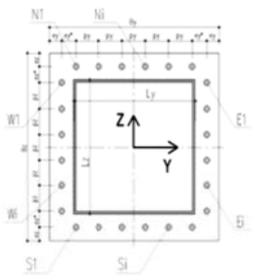
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	f_b	$f_{t, ACCIAIO}$	γ_{MR}
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	355	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Progress: Generale	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	L_1	L_2	s
15	A6	SEZIONE B	0.22	0.22	0.006

Verifica SLU - STR							
Assiale	V_i	V_j	V_i	Torcente	M_i	M_j	
(kN)	(kN)	(kN)	(k)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Tipo A6 - SEZIONE B	-5.08	22.50	0.00	22.50	46.13	5.33	0.00



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni									
$n_{NS(i)}$	$n_{TV(i)}$	$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NON_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES_BULLONE}$				
(-)	(-)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)				
2	3	18	254	15.6	192				
D_1	D_2	$s_{PIASTRA}$	e_1	e_1^*	e_2	e_2^*	γ_1	P_1	
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.35	0.22	0.01	0.035	0	0.035	0	0.2800	0.0750	

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

Procedura A) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:**
(ad esempio: piastre di base sostenute da controdamo senza contatto col c.a.)

$A_{RES_BULLONATURA}$	I_{G_TOTALE}	$I_{Z_G_TOTALE}$	N_{MIN} (Compres)	N_{MAX} (Traz)
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(kN)	(kN)
0.00115	0.000004	0.000023	-18.61	16.92

Procedura B) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**
(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

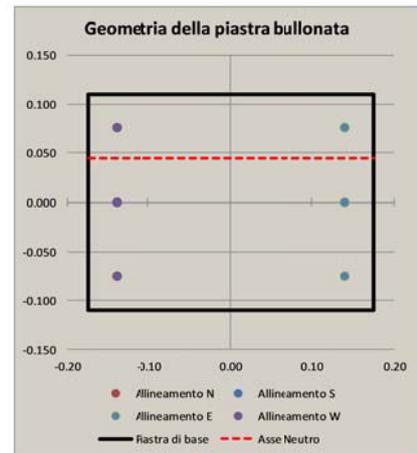
Analisi B) significativa	σ_C	σ_S	N_{MAX} (Traz)
(-)	(Mpa)	(Mpa)	(kN)
S	2.70	68	13.06

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul sigolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{L_MAX}
V_{V1}	V_{Z1}	V_{1_MAX}	V_{Z1_MAX}	
(kN)	(kN)	(kN)	(k)	(kN)
3.75	0.00	24.69	46.99	54.16

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
54.16	16.92	-18.61



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	35
e_2	35
d_0	19,5
p_1	75
p_2	75
d_m	26

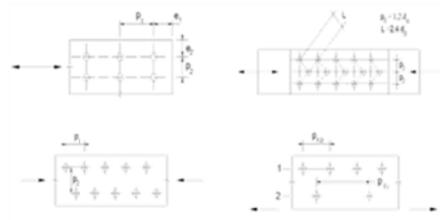


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate e chiodate

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.598	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	73.73
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	76.46
Trazione	$F_{t,Rd}$	110.59
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	139.19

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	73.73	Verificato
Resistenza a trazione	110.59	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.15	Verificato
Verifica combinata	0.84	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

4.3.2 Portale tipo B - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione-taglio sui bulloni.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo (schema 1) vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo (schema 2) opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

Verifica Giunzioni bullonate:

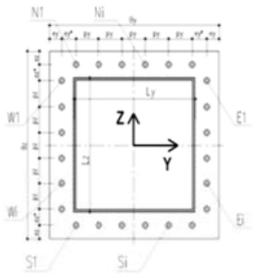
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	f_b	$f_{t, ACCIAIO}$	γ_{MR}
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	355	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Progress: Generale 17	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	L_1	L_2	s
	B2	SEZIONE B	0.3	0.3	0.006

Tipo B2 - SEZIONE B	Verifica SLU - STR						
	Assiale (kN)	V_i (kN)	V_j (kN)	V_i (k)	Torcente (kNm)	M_i (kNm)	M_j (kNm)
	-5.97	28.69	0.00	28.69	37.29	3.28	0.00



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni									
$n_{NS(i)}$	$n_{TV(i)}$	$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NON_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES_BULLONE}$				
(-)	(-)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	e_1	e_1^*	e_2	e_2^*
2	4	18	254	15.6	192				
D_1	D_2	$s_{PIASTRA}$	e_1	e_1^*	e_2	e_2^*	γ_1	P_1	
0.45	0.3	0.01	0.035	0	0.0375	0	0.3800	0.0750	

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

Procedura A) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:
(ad esempio: piastre di base sostenute da controdamo senza contatto col c.a.)

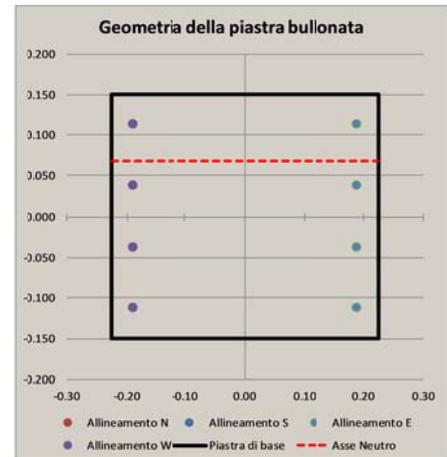
$A_{RES_BULLONATURA}$	I_{G_TOTALE}	I_{Z_TOTALE}	N_{MIN} (Compress)	N_{MAX} (Traz)
(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(kN)	(kN)
0.00154	0.000011	0.000055	-7.31	5.82

Procedura B) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:
(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa	σ_C	σ_S	N_{MAX} (Traz)
(-)	(Mpa)	(Mpa)	(kN)
S	0.80	21	4.03

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul sigolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{L_MAX} (kN)
V_{V1}	V_{Z1}	V_{1_MAX}	V_{Z1_MAX}	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
3.59	0.00	12.16	20.54	25.88



Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
25.88	5.82	-7.31

Resistenza dei bulloni:
(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	35
e_2	35
d_0	19,5
p_1	75
p_2	75
d_m	28

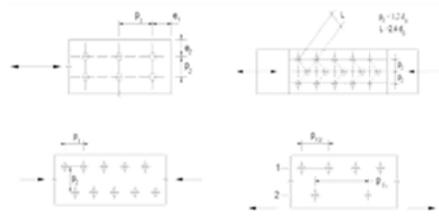


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per realizzazione di anelli bullonati a chiodare

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.598	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	73.73
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	76.46
Trazione	$F_{t,Rd}$	110.59
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	149.89

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	73.73	Verificato
Resistenza a trazione	110.59	Verificato
$F_{t,E} / F_{t,Rd}$	0.05	Verificato
Verifica combinata	0.39	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

4.3.3 Portale tipo C - Verifica del giunto di sommità della colonna (Sez. B)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione-taglio sui bulloni.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo (schema 1) vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo (schema 2) opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

Verifica Giunzioni bullonate:

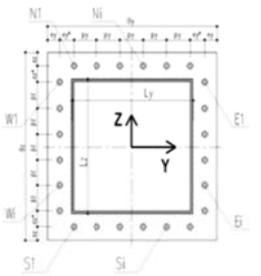
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	f_b (MPa)	$f_{t, ACCIAIO}$ (MPa)	γ_{M2} (-)
8.8	800	355	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Progress: Generale 18	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	L_1 (m)	L_2 (m)	s (m)
	C1	SEZIONE B	0.3	0.3	0.008

Verifica SLU - STR							
	Assiale (kN)	V_i (kN)	V_j (kN)	V_i (kN)	Torcente (kNm)	M_i (kNm)	M_j (kNm)
Tipo C1 - SEZIONE B	-8.57	40.50	0.00	40.50	98.21	11.14	0.00



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni									
$n_{N-S} (i)$ (-)	$n_{E-W} (i)$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NON_BULLONE}$ (mm ²)	$\Phi_{BULLI-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES_BULLONE}$ (mm ²)				
2	4	20	314	17.7	245				
B_1 (m)	B_2 (m)	$s_{PIASTRA}$ (m)	e_1 (m)	e_1^* (m)	e_2 (m)	e_2^* (m)	γ (m)	ρ_j (m)	
0.45	0.3	0.01	0.035	0	0.0375	0	0.3800	0.0750	

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

Procedura A) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:**
(ad esempio: piastre di base sostenute da controdamo senza contatto col c.a.)

$A_{RES_BULLONATURA}$ (m ²)	I_{Y_TOTALE} (m ⁴)	I_{Z_TOTALE} (m ⁴)	N_{MIN} (compres) (kN)	N_{MAX} (traz) (kN)
0.00196	0.000014	0.000071	-23.35	21.21

Procedura B) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**
(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

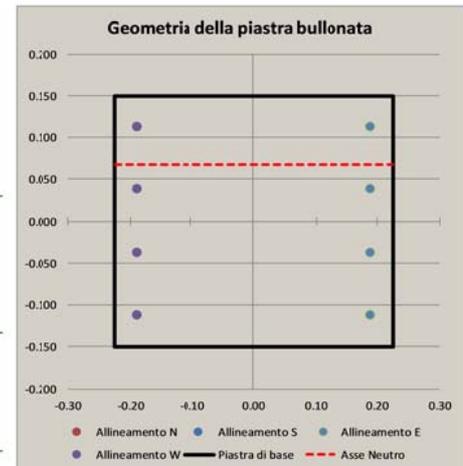
Analisi B) significativa (-)	σ_c (Mpa)	σ_t (Mpa)	N_{MAX} (traz) (kN)
S	2.50	64	15.68

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul siagolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{L_MAX} (kN)
V_{Yi} (kN)	V_{Zi} (kN)	V_{Y_MAX} (kN)	V_{Z_MAX} (kN)	
5.06	0.00	32.02	54.48	65.57

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
65.57	21.21	-23.35



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	35
e_2	35
d_0	21
p_1	75
p_2	75
d_m	28

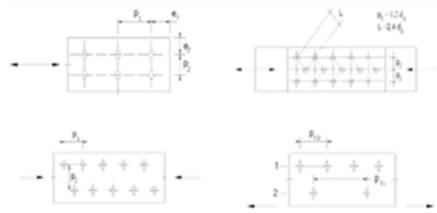


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate a chiodate

α (-)	k (-)	Taglio su filettatura (-)
0.556	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	94.08
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	78.89
Trazione	$F_{t,Rd}$	141.12
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	149.89

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	78.89	Verificato
Resistenza a trazione	141.12	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.15	Verificato
Verifica combinata	0.94	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

4.3.4 Portale tipo A - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione-taglio sui bulloni.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo (schema 1) vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo (schema 2) opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

Verifica Giunzioni bullonate:

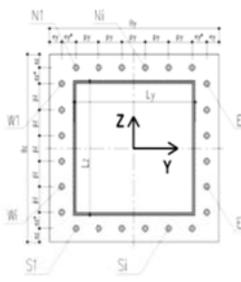
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	f_b (MPa)	$f_{tk, ACCIAIO}$ (MPa)	γ_{MR} (-)
8.8	800	355	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Progress: Generale 24	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	L_1 (m)	L_2 (m)	s (m)
	A6	SEZIONE C	0.22	0.22	0.006

Verifica SLU - STR						
	Assiale (kN)	V_i (kN)	V_j (kN)	Torcente (kNm)	M_i (kNm)	M_j (kNm)
Tipo A6 - SEZIONE C	-6.62	23.34	0.00	23.34	46.13	5.33



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni											
$n_{NS(i)}$ (-)	$n_{NW(i)}$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NON_BULLONE}$ (mm ²)	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES_BULLONE}$ (mm ²)	e_1 (m)	e_1^* (m)	e_2 (m)	e_2^* (m)	γ_1 (m)	p_1 (m)
3	3	20	314	17.7	245	0.07	0	0.07	0	0.1800	0.1800

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

Procedura A) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:**
(ad esempio: piastre di base sostenute da controdamo senza contatto col c.a.)

$A_{RES_BULLONATURA}$ (m ²)	I_{Y_TOTALE} (m ⁴)	I_{Z_TOTALE} (m ⁴)	N_{MIN} (compres) (kN)	N_{MAX} (traz) (kN)
0.00196	0.000048	0.000048	-67.22	65.57

Procedura B) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**
(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

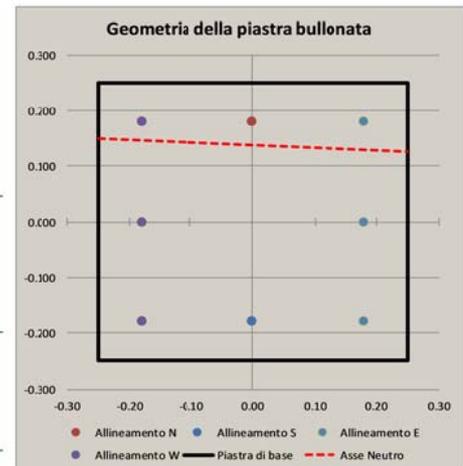
Analisi B) significativa (-)	σ_c (Mpa)	σ_t (Mpa)	N_{MAX} (traz) (kN)
S	6.10	208	50.96

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul siagolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{i_MAX} (kN)
V_{Yi} (kN)	V_{Zi} (kN)	V_{i_MAX} (kN)	V_{Zi_MAX} (kN)	
2.92	0.00	21.35	21.35	32.33

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
32.33	65.57	-67.22



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	70
e_2	70
d_0	21
p_1	180
p_2	180
d_m	26

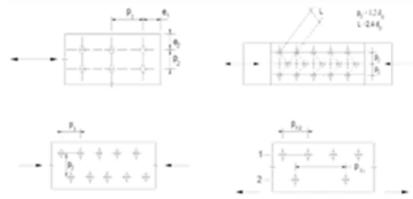


Figura 42.3 - Disposizione dei fessure per la realizzazione di anelli bullonati a chiodate

α	k	Taglio su filettature
(-)	(-)	(-)
1.000	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	94.08
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	284.00
Trazione	$F_{t,Rd}$	141.12
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	278.37

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	94.08	Verificato
Resistenza a trazione	141.12	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.46	Verificato
Verifica combinata	0.68	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

4.3.5 Portale tipo B - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione-taglio sui bulloni.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo (schema 1) vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo (schema 2) opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

Verifica Giunzioni bullonate:

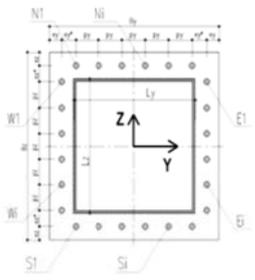
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	f_b (MPa)	$f_{t,ACCAIO}$ (MPa)	γ_{M2} (-)
8.8	800	355	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Progress: Generale 26	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	L_1 (m)	L_2 (m)	s (m)
	B2	SEZIONE C	0.3	0.3	0.006

Verifica SLU - STR						
	Assiale (kN)	V_i (kN)	V_j (kN)	Torcente (kNm)	M_i (kNm)	M_j (kNm)
Tipo B2 - SEZIONE C	-8.72	29.84	0.00	29.44	37.29	3.28



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni									
$n_{NS(i)}$ (-)	$n_{NW(i)}$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NON_BULLONE}$ (mm ²)	$\Phi_{BULLI-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES_BULLONE}$ (mm ²)			γ_1 (m)	P_1 (m)
3	3	24	452	21.2	353				
B_1 (m)	B_2 (m)	$s_{PIASTRA}$ (m)	e_1 (m)	e_1^* (m)	e_2 (m)	e_2^* (m)			P_1 (m)
0.6	0.6	0.02	0.075	0	0.075	0			0.2250

Sollecitazioni indotte dalla pressoflessione deviata:

Procedura A) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:**
(ad esempio: piastre di base sostenute da controdamo senza contatto col c.a.)

$A_{RES_BULLONATURA}$ (m ²)	I_{y-G_TOTALE} (m ⁴)	I_{z-G_TOTALE} (m ⁴)	N_{MIN} (compres) (kN)	N_{MAX} (traz) (kN)
0.00282	0.000107	0.000107	-84.80	82.62

Procedura B) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**
(Sollecitazione determinata in pressoflessione deviata)

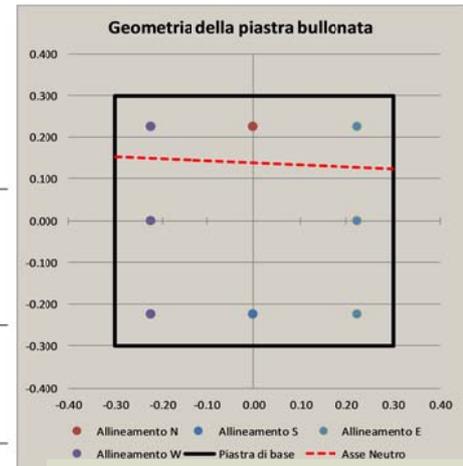
Analisi B) significativa (-)	σ_c (Mpa)	σ_t (Mpa)	N_{MAX} (traz) (kN)
S	5.20	192	67.78

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul siagolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{i_MAX} (kN)
V_{Vi} (kN)	V_{Zi} (kN)	V_{i_MAX} (kN)	V_{Zi_MAX} (kN)	
3.73	0.00	13.81	13.41	22.33

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
22.33	82.62	-84.80



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	75
e_2	75
d_0	25
p_1	225
p_2	225
d_m	30

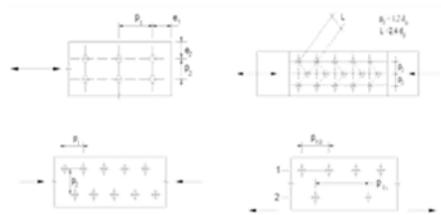


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fessure per la realizzazione di anelli bullonati occlusivi

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
1.000	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	135.55
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	340.80
Trazione	$F_{t,Rd}$	203.33
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	321.20

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	135.55	Verificato
Resistenza a trazione	203.33	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.41	Verificato
Verifica combinata	0.45	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

4.3.6 Portale tipo C - Verifica del giunto di base della colonna (Sez. C)

Per i dettagli geometrici delle giunzioni si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione-taglio sui bulloni.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo (schema 1) vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo (schema 2) opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

Verifica Giunzioni bullonate:

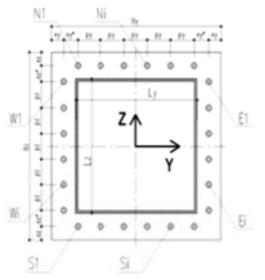
(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

Classe Bulloni	f_b (MPa)	$f_{t, ACCIAIO}$ (MPa)	γ_{M2} (-)
8.8	800	355	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Progress: Generale 27	SEZ VERIFICA		Geometria del profilo in acciaio:		
	Tipo	Sezione	L_1 (m)	L_2 (m)	s (m)
	C1	SEZIONE C	0.3	0.3	0.008

Verifica SLU - STR						
	Assiale (kN)	V_i (kN)	V_j (kN)	Torcente (kNm)	M_i (kNm)	M_j (kNm)
Tipo C1 - SEZIONE C	-12.10	41.65	0.00	41.45	98.21	11.14



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni									
$n_{NS (i)}$ (-)	$n_{N-W (i)}$ (-)	$\Phi_{BULLONE}$ (mm)	$A_{NON_BULLONE}$ (mm ²)	$\Phi_{BULL-FILETTO}$ (mm)	$A_{RES_BULLONE}$ (mm ²)			γ_1 (m)	P_1 (m)
3	3	24	452	21.2	353			0.2250	0.2250
B_1 (m)	B_2 (m)	$s_{PIASTRA}$ (m)	e_1 (m)	e_1^* (m)	e_2 (m)	e_2^* (m)			
0.6	0.6	0.025	0.075	0	0.075	0			

Sollecitazioni indotte dalla presso-flessione deviata:

Procedura A) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:**
(ad esempio: piastre di base sostenute da controdamo senza contatto col c.a.)

$A_{RES_BULLONATURA}$ (m ²)	I_{Y_TOTALE} (m ⁴)	I_{Z_TOTALE} (m ⁴)	N_{MIN} (compres) (kN)	N_{MAX} (traz) (kN)
0.00282	0.000107	0.000107	-120.76	117.74

Procedura B) **Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:**
(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

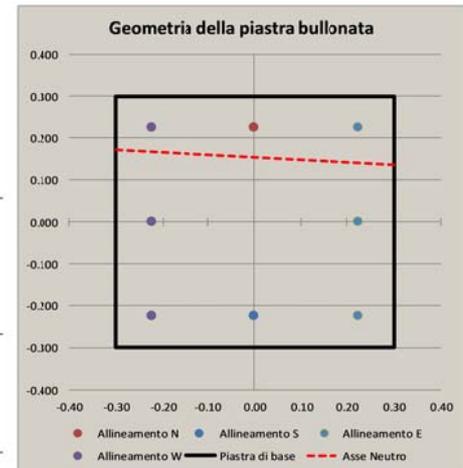
Analisi B) significativa (-)	σ_c (Mpa)	σ_t (Mpa)	N_{MAX} (traz) (kN)
S	7.60	268	94.60

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul siagolo bullone:

Taglio		Torsione		V_{i_MAX} (kN)
V_{Vi} (kN)	V_{Zi} (kN)	V_{i_MAX} (kN)	V_{Zi_MAX} (kN)	
5.21	0.00	36.38	36.38	55.25

Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{T,Ed}$ (kN)	$F_{C,Ed}$ (kN)
55.25	117.74	-120.76



Resistenza dei bulloni:

(NTC 2008, 4.2.8.1.1)

Geometria del giunto:

	(mm)
e_1	75
e_2	75
d_0	25
p_1	225
p_2	225
d_m	30

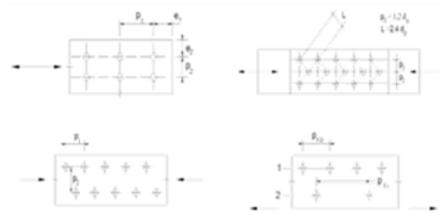


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fari per la realizzazione di anelli ballonate occlusate

α	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
1.000	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
Taglio del bullone	$F_{v,Rd}$	135.55
Rifollamento	$F_{b,Rd}$	426.00
Trazione	$F_{t,Rd}$	203.33
Punzonamento	$B_{p,Rd}$	401.50

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	135.55	Verificato
Resistenza a trazione	203.33	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.58	Verificato
Verifica combinata	0.82	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

4.4 Ancoraggio alle strutture di fondazione

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di sicurezza del sistema di ancoraggio del portale in acciaio alle opere di fondazione.

La connessione con la fondazione in c.a. è realizzata tramite un sistema tirafondi-piastra di dimensioni variabile in funzione del tipo di portale, posata su contropiastra avente la medesima impronta e spessore $s=20-25$ mm. Si utilizzano tirafondi di classe 8.8 e lunghezza anch'essa dipendente dal tipo di portale, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

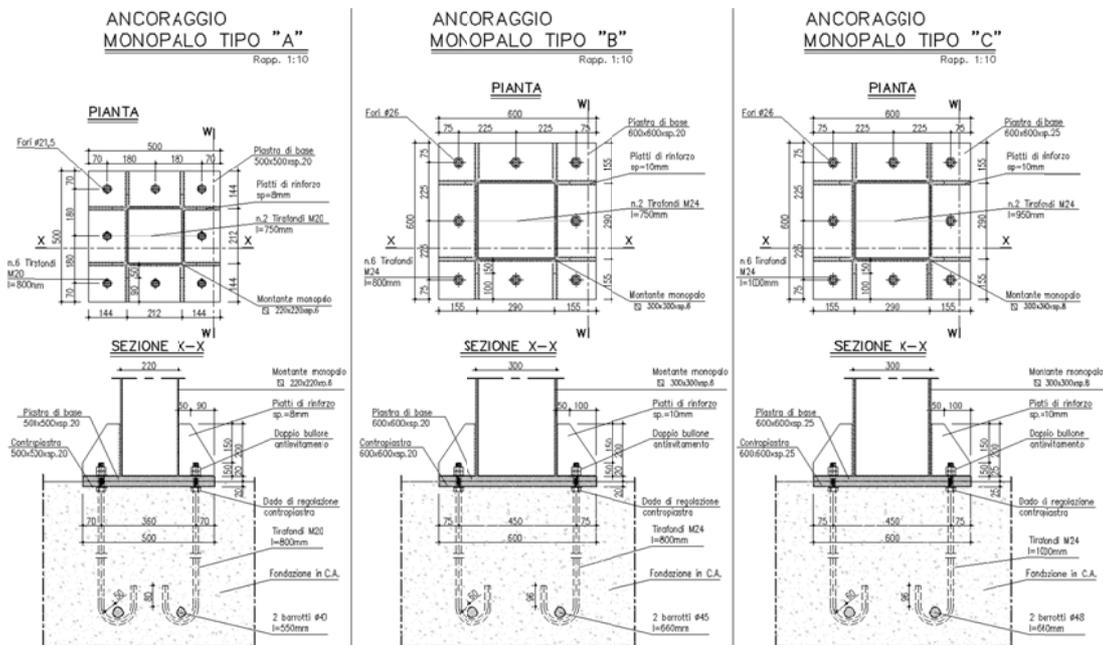


Fig. 1 – Giunto di base - Sez C

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione sui bulloni e di taglio.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e di validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche delle tensioni nella piastra in acciaio e nelle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

Nel seguito si riassumono le verifiche condotte sulla connessione nella combinazione significativa (SLU STR), già richiamata in precedenza.

Le analisi hanno interessato i vari meccanismi resistenti del sistema tirafondi-pilino in calcestruzzo, indagando le problematiche e criticità proprie sia della parte strutturale in acciaio, sia della parte in

calcestruzzo.

In particolare, con riferimento alle EN 1992-1-1; 8.4, ed alle linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoranti metallici da utilizzare nel calcestruzzo - ETAG n. 001, Allegato C- nelle quali si dettagliano i metodi di progettazione degli ancoranti, si sono condotte le seguenti verifiche agli stati limite ultimi.

Verifiche lato acciaio:

- Verifica della lunghezza minima di ancoraggio della barra nel calcestruzzo
- Verifica per rottura indotta dall'azione di trazione sulla barra del tirafondo
- Verifica per rottura indotta da azioni di taglio, analizzando sia la condizione di puro tranciamento, sia la condizione di rottura per "effetto braccio di leva"
- Verifica di resistenza per azioni combinate assiale-tagliante

Verifiche lato calcestruzzo:

- Verifica di resistenza del calcestruzzo per rottura del cono (Metodo di verifica A)
- Rottura per fessurazione*
- Rottura del bordo di calcestruzzo per effetto delle forze orizzontali* (taglio-torsione)

Le verifiche hanno preso in conto la reale geometria del plinto di fondazione e dei tirafondi. In particolare si è operato tenendo in considerazione l'effetto di gruppo generato dalla reciproca vicinanza dei tirafondi.

* Per brevità ed in virtù del fatto che nelle ordinarie strutture di fondazione vi è presenza di un'orditura di armatura nelle due direzioni ortogonali, si è omessa la verifica di resistenza del calcestruzzo, necessaria per individuare l'eventuale necessità di armatura. Si è direttamente verificato il quantitativo minimo di armatura necessaria per garantire la resistenza richiesta, attribuendo interamente le azioni esterne alle barre di armatura.

Di seguito si riassumono le verifiche condotte.

Si rimanda ai citati testi di riferimento per ulteriori informazioni riguardo le metodologie implementate e il significato della simbologia adottata.

Di seguito la verifica dettagliata per la combinazione significativa.

4.4.1 Portale tipo A

Verifica dei Tirafondi nelle piastre di base acciaio-CLS:

(EN 1992-1-1 - 8.4; ETAG 001; Annex C)

Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi (lunghi)

(EN 1992-1-1 - 8.4)

Caratteristiche del CLS:

f_{ck} (MPa)	γ_c (-)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	f_{ctd} (MPa)
25	1.5	2.56	1.80	1.20
η_1 (-)	η_2 (-)	σ_{sd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	$l_{b,rqd}$ (m)
0.7	1	209	1.89	0.554

Lunghezza minima di ancoraggio di progetto (ancoraggio in trazione):

Ancoraggio Dritto (-)	c_d (m)	α_1 (-)	$l_{bd,eq}$ (m)
N	0.080	0.7	0.387

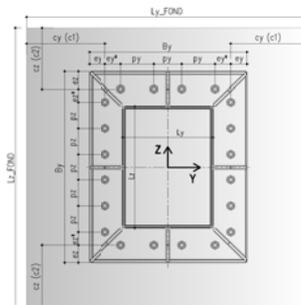


Verifica a trazione:

(ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

Geometria della fondazione:

$L_{y,FOND}$ (m)	$L_{z,FOND}$ (m)
1.1	2.5
c_y (c1) (m)	c_z (c2) (m)
0.37	1.07



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

f_{ck} (MPa)	R_{ck} (MPa)	Tirafondi		Armatura fondazione	
		f_{tb} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{yk} (MPa)	γ_s (-)
25	30	800	640	450	1.15

Coefficienti di sicurezza adottati

γ_c (-)	γ_I (-)	$\gamma_{2,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{2,TAGLIO}$ (-)	Calcestruzzo		Acciaio	
				$\gamma_{MC,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MC,TAGLIO}$ (-)	$\gamma_{MS,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MS,TAGLIO}$ (-)
1.5	1.2	1.2	1	2.16	1.8	1.50	1.25

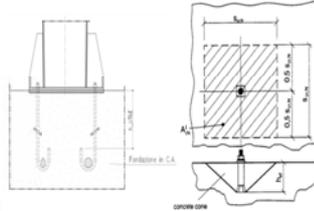
Rottura dell'acciaio

N_{MAX} (Traz) (kN)	$N_{Rd,s}$ (kN)	Verificata
50.96	130.67	

Resistenza del cono di calcestruzzo

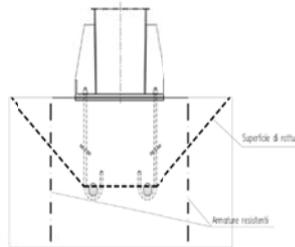
$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{ucr,N}$$

h_{utile} (m)	h_{eff} (m)					
0.4	0.4					
n_{ANCOR_TESI} (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)				
4	316	-				
$s_{cr,N}$ (m)	$c_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m ²)	$A_{c,N}$ (m ²)			
1.20	0.60	1.44	1.52			
h'_{eff} (m)	$s'_{cr,N}$ (m)	$c'_{cr,N}$ (m)				
-	-	1.07				
$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	ϵ_{Ny} (m)	e_{Nz} (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{ucr,N}$ (-)
0.89	1.00	0.007	0.036	31.86	0.93	1.00
$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^E$ (kN)	N_{Sd}^E (kN)	Verifica (-)			
275.31	127.46	142.28	Occorre prevedere armatura			



Minima armatura per evitare la rottura del cono:

A_{S_MIN} (mm ²)	Φ_s (mm ²)	n_{MIN_BARRE} (-)
474	12	5



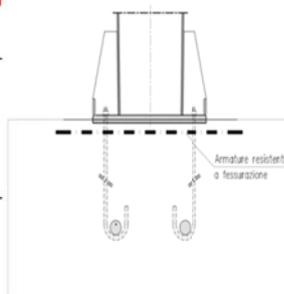
Rottura per fessurazione da carico:

La verifica è soddisfatta se si prevedono ancoranti idonei al calcestruzzo fessurato e:

N_{Sd}^E (kN)	Φ_{sp} (-)	N_{Sd}^E (kN)
142.28	0.5	71.14

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

A_{S_MIN} (mm ²)	Φ_s (mm ²)	n_{MIN_BARRE} (-)
182	12	2



Occorre inoltre mantenere l'ampiezza delle fessure $w_k < 0.3$ mm

Verifica per azioni di taglio:
(ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

Rottura dell'acciaio:

Verifica ancorante senza braccio di leva:

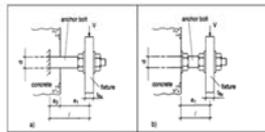
$V_{Rd,s}$ (kN)	
78.40	Verificato

Verifica ancorante con braccio di leva:

Determinazione del braccio di leva:

e_1 (m)	a_3 (m)	α (-)
0.0125	0	2
W_{el} (mm ²)	$M_{Rk,s}^0$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
541	0.52	0.32

Verifica con braccio di leva
(-)
S



$V_{Rd,s}$ (kN)	
41	Verificato

Rottura del bordo di calcestruzzo:

- Verifica omessa nel caso di distanza minima dal bordo della fondazione $c \geq 10 h_{eff}$

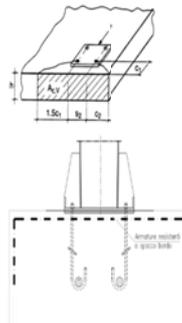
Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,y}^R$ (kN)	$V_{sd,z}^R$ (kN)
66.05	0.00

Minima armatura per evitare la rottura per spacco del bordo:

$A_{S_{MIN,Y}}$ (mm ²)	$A_{S_{MIN,Z}}$ (mm ²)	Φ_s (mm ²)
220	0	12

$n_{MIN_BARRE_Y}$ (-)	$n_{MIN_BARRE_Z}$ (-)
2	0



Rottura a taglio del calcestruzzo:

- Verifica omessa nel caso di presenza di armatura che racchiude i tirafondi trazionati.

Verifica per azioni combinate (Effettuata solo lato acciaio):

α (-)	N_{Sd}/N_{Rd} (-)	V_{Sd}/V_{Rd} (-)
1.5	0.39	0.80

Ver. Combinata (-)	
0.96	Verificato

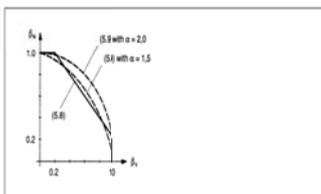


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

In general, Equations (5.8a) to (5.8c) yield conservative results. More accurate results are obtained by Equation (5.8)

$$(\beta_N)^2 + (\beta_V)^2 \leq 1 \quad (5.8)$$

with:

β_N, β_V see Equations (5.5)
 $\alpha = 2.0$ if N_{Sd} and V_{Sd} are governed by steel failure
 $\alpha = 1.5$ for all other failure modes

Nelle verifiche per azioni combinate si è utilizzato ad esponente, in via cautelativa, un valore di $\alpha=1.50$, pur procedendo alla verifica delle barre di armatura.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Le armature sopra determinate, necessarie per garantire una sufficiente resistenza sotto l'azione delle sollecitazioni esterne, si disporranno in termini di staffe perimetrali nelle due direzioni ortogonali e eventuali spilli.

4.4.2 Portale tipo B

Verifica dei Tirafondi nelle piastre di base acciaio-CLS:

(EN 1992-1-1 - 8.4; ETAG 001; Annex C)

Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi (lunghi)

(EN 1992-1-1 - 8.4)

Caratteristiche del CLS:

f_{ck} (MPa)	γ_c (-)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	f_{ctd} (MPa)
25	1.5	2.56	1.80	1.20
η_1 (-)	η_2 (-)	σ_{sd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	1	183	1.89	0.581

Lunghezza minima di ancoraggio di progetto (ancoraggio in trazione):

Ancoraggio Dritto (-)	C_d (m)	α_1 (-)	$l_{bd,eq}$ (m)
N	0.101	0.7	0.407

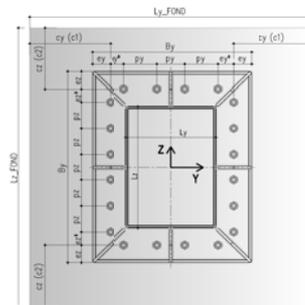


Verifica a trazione:

(ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

Geometria della fondazione:

$L_{y,FOND}$ (m)	$L_{z,FOND}$ (m)
1.2	2.0
$c_y (c1)$ (m)	$c_z (c2)$ (m)
0.375	1.225



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

f_{ck} (MPa)	R_{ct} (MPa)	Tirafondi		Armatura fondazione	
		f_{tb} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{yk} (MPa)	γ^s (-)
25	30	300	640	450	1.15

Coefficienti di sicurezza adottati

γ_c (-)	γ_1 (-)	$\gamma_{2,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{2,TAGLIO}$ (-)	Calcestruzzo		Acciaio	
				$\gamma_{MC,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MC,TAGLIO}$ (-)	$\gamma_{MS,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MS,TAGLIO}$ (-)
1.5	1.2	1.2	1	2.16	1.8	1.50	1.25

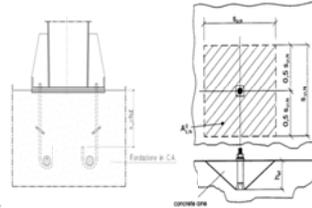
Rottura dell'acciaio

$N_{MAX}(Traz)$ (kN)	$N_{Rd,s}$ (kN)	
67.78	188.27	Verificata

Resistenza del cono di calcestruzzo

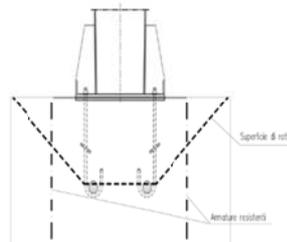
$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}^d} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{ucr,N}$$

h_{utile} (m)	h_{eff} (m)					
0.4	0.4					
n_{ANCOR_TESI} (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^d$ (kN)				
4	316	-				
$s_{cr,N}$ (m)	$c_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m ²)	$A_{c,N}^d$ (m ²)			
1.20	0.60	1.44	1.71			
h'_{eff} (m)	$s'_{cr,N}$ (m)	$c'_{cr,N}$ (m)				
-	-	1.23				
$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	e_{Ny} (m)	e_{Nz} (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{ucr,N}$ (-)
0.89	1.00	0.010	0.051	35.00	0.91	1.00
$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	N_{Sd}^h (kN)	Verifica (-)			
302.40	140.00	181.68	Occorre prevedere armatura			



Minima armatura per evitare la rottura del cono:

A_{S_MIN} (mm ²)	Φ_s (mm ²)	n_{MIN_BARRE} (-)
606	12	6



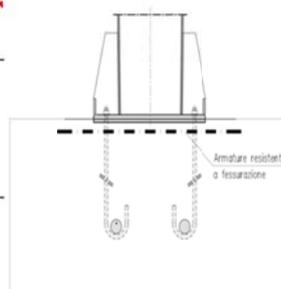
Rottura per fessurazione da carico:

La verifica è soddisfatta se si prevedono ancoranti idonei al calcestruzzo fessurato e:

N_{Sd}^h (kN)	Φ_{Sp} (-)	N_{Sd}^h (kN)
181.68	0.5	90.84

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

A_{S_MIN} (mm ²)	Φ_s (mm ²)	n_{MIN_BARRE} (-)
232	12	3



Occorre inoltre mantenere l'ampiezza delle fessure $w_k < 0.3$ mm

Verifica per azioni di taglio:

(ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

Rottura dell'acciaio:

Verifica ancorante senza braccio di leva:

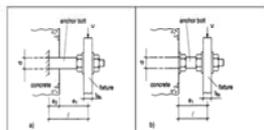
$V_{Rd,s}$ (kN)	
112.96	Verificato

Verifica ancorante con braccio di leva:

Determinazione del braccio di leva:

e_1 (m)	a_3 (m)	α (-)
0.0125	0	2
W_{el} (mm ²)	$M^0_{Rk,s}$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
935	0.90	0.57

Verifica con braccio di leva
(-)
S



$V_{Rd,s}$ (kN)	
74	Verificato

Rottura del bordo di calcestruzzo:

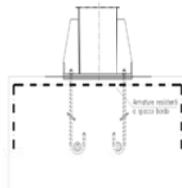
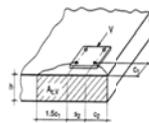
- Verifica omessa nel caso di distanza minima dal bordo della fondazione $c \geq 10 h_{eff}$

Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,Y}^E$ (kN)	$V_{sd,Z}^E$ (kN)
57.46	0.00

Minima armatura per evitare la rottura per spacco del bordo:

$A_{S_{MIN,Y}}$ (mm ²)	$A_{S_{MIN,Z}}$ (mm ²)	Φ_s (mm ²)
192	0	12
$n_{MIN_BARRE_Y}$ (-)	$n_{MIN_BARRE_Z}$ (-)	
2	0	



Rottura a taglio del calcestruzzo:

- Verifica omessa nel caso di presenza di armatura che racchiude i tirafondi trazionati.

Verifica per azioni combinate (Effeuttata solo lato acciaio):

α (-)	N_{sd}/N_{Rd} (-)	V_{sd}/V_{Rd} (-)
1.5	0.36	0.30

Ver. Combinata
(-)

0.38 **Verificato**

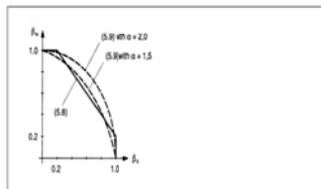


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

In general, Equations (5.8a) to (5.8c) yield conservative results. More accurate results are obtained by Equation (5.9)

$$(\beta_N)^2 + (\beta_V)^2 \leq 1 \quad (5.9)$$

with

β_N, β_V see Equations (5.8)
 $\alpha = 2.0$ if N_{sd} and V_{sd} are governed by steel failure
 $\alpha = 1.5$ for all other failure modes

Nelle verifiche per azioni combinate si è utilizzato ad esponente, in via cautelativa, un valore di

$\alpha=1.50$, pur procedendo alla verifica delle barre di armatura.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Le armature sopra determinate, necessarie per garantire una sufficiente resistenza sotto l'azione delle sollecitazioni esterne, si disporranno in termini di staffe perimetrali nelle due direzioni ortogonali e eventuali spilli.

4.4.3 Portale tipo C

Verifica dei Tirafondi nelle piastre di base acciaio-CLS:

(EN 1992-1-1 - 8.4; ETAG 001; Annex C)

Lunghezza di ancoraggio dei tirafond (lunghi)

(EN 1992-1-1 - 8.4)

Caratteristiche del CLS:

f_{ck} (MPa)	γ_c (-)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	f_{ctd} (MPa)
25	1.5	2.56	1.80	1.20
η_{11} (-)	η_{12} (-)	σ_{sd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	1	260	1.89	0.828

Lunghezza minima di ancoraggio di progetto (ancoraggio in trazione):

Ancoraggio Diritto (-)	C_d (m)	α_1 (-)	$l_{b,eq}$ (m)
N	0.101	0.7	0.580

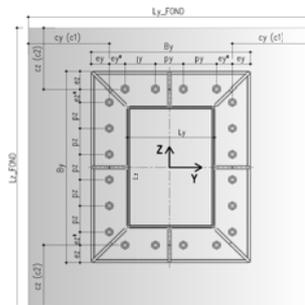


Verifica a trazione:

(ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

Geometria della fondazione:

$L_{y,FOND}$ (m)	$L_{z,FOND}$ (m)
1.3	3.1
c_y (c1) (m)	c_z (c2) (m)
0.425	1.325



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione:

f_{ck} (MPa)	R_{ck} (MPa)	Tirafondi		Armatura fondazione	
		f_{tb} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{yk} (MPa)	γ_s (-)
25	30	800	540	450	1.15

Coefficienti di sicurezza adottati

γ_c (-)	γ_1 (-)	$\gamma_{2,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{2,TAGLIO}$ (-)	Calcestruzzo		Acciaio	
				$\gamma_{MC,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MC,TAGLIO}$ (-)	$\gamma_{MS,TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MS,TAGLIO}$ (-)
1.5	1.2	1.2	1	2.16	1.8	1.50	1.25

Rottura dell'acciaio

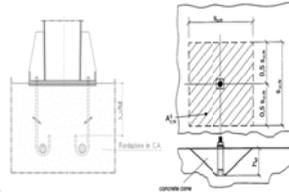
N_{MAX} (traz) (kN)	$N_{Rd,s}$ (kN)	Verificata
94.60	138.27	

Resistenza del cono di calcestruzzo

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{d,N}$$

h_{utili} (m)	h_{eff} (m)
0.6	0.6

n_{ANCOR_TESI} (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)
4	581	-



$s_{cr,N}$ (m)	$c_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m ²)	$A_{c,N}$ (m ²)
1.80	0.90	3.24	2.63

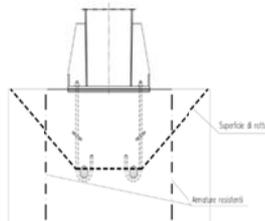
h'_{eff} (m)	$s'_{cr,N}$ (m)	$c'_{cr,N}$ (m)
-	-	1.33

$\Psi_{s,N}$ (-)	$\Psi_{re,N}$ (-)	e_{Ny} (m)	e_{Nz} (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\Psi_{ec,N}$ (-)	$\Psi_{dcr,N}$ (-)
0.84	1.00	0.011	0.048	43.12	0.94	1.00

$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^E$ (kN)	N_{Sd}^E (kN)	Verifica (-)
372.52	172.46	256.72	Occorre prevedere armatura

Minima armatura per evitare la rottura del cono:

A_{S_MIN} (mm ²)	Φ_s (mm ²)	n_{MIN_EARRE} (-)
856	12	8



Rottura per fessurazione da carico:

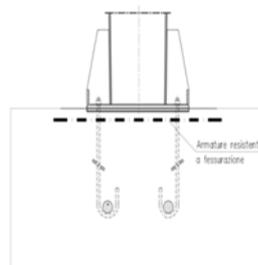
La verifica è soddisfatta se si prevedono ancoranti idonei al calcestruzzo fessurato e:

N_{Sd}^E (kN)	Φ_{Sp} (-)	N_{Sd}^E (kN)
256.72	0.5	128.36

Minima armatura per evitare la rottura per fessurazione:

A_{S_MIN} (mm ²)	Φ_s (mm ²)	n_{MIN_EARRE} (-)
328	12	3

Occorre inoltre mantenere l'ampiezza delle fessure $w_k < 0.3$ mm



Verifica per azioni di taglio:

(ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

Rottura dell'acciaio:

Verifica ancorante senza braccio di leva:

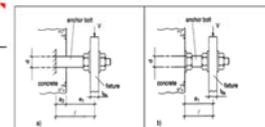
$V_{Rd,s}$ (kN)	
112.96	Verificato

Verifica ancorante con braccio di leva:

Determinazione del braccio di leva:

e_1 (m)	a_3 (m)	α (-)
0.0125	0	2
W_{el} (mm ³)	$M_{Rk,s}^d$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
935	0.90	0.45

Verifica con braccio di leva
(-)



$V_{Rd,s}$ (kN)	
57	Verificato

Rottura del bordo di calcestruzzo:

- Verifica omessa nel caso di distanza minima dal bordo della fondazione $c \geq 10 h_{eff}$

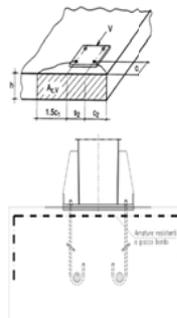
Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,y}^E$ (kN)	$V_{sd,z}^E$ (kN)
114.40	0.00

Minima armatura per evitare la rottura per spacco del bordo:

$A_{S,MIN,Y}$ (mm ²)	$A_{S,MIN,Z}$ (mm ²)	Φ_s (mm)
381	0	12

$n_{MIN,BARRE,Y}$ (-)	$n_{MIN,BARRE,Z}$ (-)
4	0



Rottura a taglio del calcestruzzo:

- Verifica omessa nel caso di presenza di armatura che racchiude i tirafondi trazionati.

Verifica per azioni combinate (Effettuata solo lato acciaio):

α (-)	N_{sd}/N_{Rd} (-)	V_{sd}/V_{Rd} (-)
1.5	0.50	0.49

Ver. Combinata (-)	
0.70	Verificato

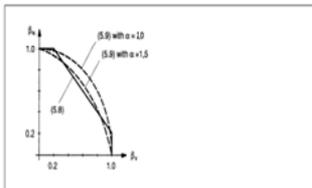


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

In general, Equations (5.8a) to (5.8c) yield conservative results. More accurate results are obtained by Equation (5.9)

$$(\beta_u)^2 + (\beta_v)^2 \leq 1 \quad (5.9)$$

with:

β_u, β_v see Equations (5.8)
 $\alpha = 20$ if N_{sd} and V_{sd} are governed by steel failure
 $\alpha = 15$ for all other failure modes

Nelle verifiche per azioni combinate si è utilizzato ad esponente, in via cautelativa, un valore di

$\alpha=1.50$, pur procedendo alla verifica delle barre di armatura.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Le armature sopra determinate, necessarie per garantire una sufficiente resistenza sotto l'azione delle sollecitazioni esterne, si disporanno in termini di staffe perimetrali nelle due direzioni ortogonali e eventuali spilli.

Si evidenzia che, in particolare per i portali Tipo C, è assolutamente necessario utilizzare il serraggio dei bulloni sui tirafondi con coppia di normativa, posizionando i controdadi al disotto della contropiastra che deve garantire un uniforme contatto col getto in calcestruzzo.

La piastra di base della colonna e la contropiastra annegata nel getto devono pure garantire un contatto uniforme.

Le azioni agenti sulla struttura per effetto combinato taglio-torsione, generano delle sollecitazioni di taglio importanti sui tirafondi che, quindi, non devono presentare tratti liberi tra il dado di serraggio e la parte annegata nel getto della fondazione.

4.5 Deformabilità

Si calcola la freccia orizzontale longitudinale della sommità montante per effetto del vento.

Il calcolo viene effettuato in via semplificata valutando la freccia orizzontale della mensola sottoposta all'azione concentrata del vento in sommità $f = PL^3/(2EJ)$.

La freccia dell'estremità dello sbraccio viene valutata componendo lo spostamento orizzontale con la rotazione del montante.

Si ottengono i risultati della tabella seguente, da confrontarsi rispettivamente con l'altezza del montante e con la somma delle lunghezze montante+sbraccio massimo (Ltot).

Tipo	Sub	Sommità montante (L/δ)	Estremità mensola (L/δ)
(-)	(-)	(-)	(-)
A	1	143	136
A	2	355	241
A	3	290	204
A	4	202	150
A	5	174	106
A	6	183	89
B	1	326	262
B	2	220	187
C	1	220	113

Le deformazioni risultano compatibili con l'utilizzo delle strutture.

5. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Per quanto non dettagliato nel presente documento si rimanda alla relazione di calcolo geotecnica.

5.1 Verifica del plinto di fondazione

Per la verifica del plinto di fondazione, direttamente gravante sul terreno sottostante, si identifica un meccanismo resistente del tipo "tirante-puntone".

Con riferimento alle modeste sollecitazioni flettenti agenti attorno all'asse longitudinale della fondazione ed alla geometria del plinto, si concentrano le attenzioni sul momento agente attorno all'asse "Y"; pur considerando gli effetti sull'eccentricità del carico verticale indotti dal momento flettente attorno ad "X" e le ricadute sulle pressioni del terreno.

Per semplicità e a favore di sicurezza si trascura l'effetto favorevole indotto dal peso proprio del

plinto di fondazione.

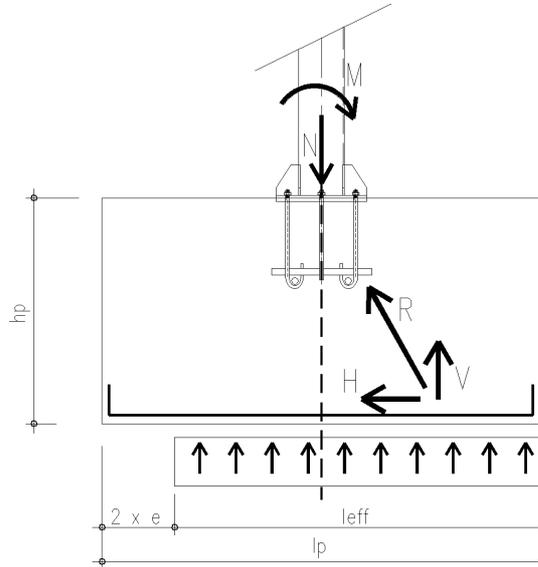


Fig. 2 – Schema tirante-puntone

Si assumono le seguenti ipotesi:

- V massima risultante delle pressioni scambiate tra suolo e plinto considerando l'effetto dell'eccentricità del carico e agente su metà fondazione
- R massima azione di compressione agente sul puntone
- H componente orizzontale della risultante di compressione
- α inclinazione di "R"

La risultante "R" si assume agente nel baricentro della porzione di terreno compresso e, comunque, al massimo ad un quarto della dimensione geometrica del plinto, alla quota dell'armatura inferiore.

Di seguito si esplicita il calcolo dell'armatura minima orizzontale da prevedere nel corrente inferiore teso per la fondazione del portale A1. Nella successiva tabella, in forma sintetica, la medesima analisi per tutti i plinti di fondazione.

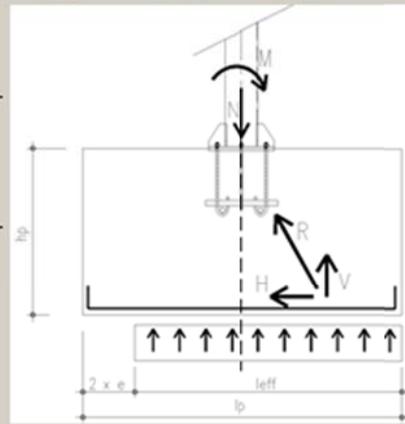
VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE:

Combinazione SLU-STR

Tipo (-)	Sub (-)	ex (m)	ey (m)	σ_{MAX} (MPa)	α (grad)
A	1	0.80	0.01	0.125	54.603

V (kN)	R (kN)	H (kN)
122.13	149.83	86.79

f_{YK} (MPa)	f_{YD} (MPa)	$A_{S,H-MIN}$ (mm ²)
450	391	222



Tipo (-)	Sub (-)	ex (m)	ey (m)	σ_{MAX} (MPa)	α (grad)	V (kN)	R (kN)	H (kN)	$A_{S,H-MIN}$ (mm ²)
A	1	0.80	0.01	0.12	54.60	122.13	149.83	86.79	222
A	2	0.45	0.01	0.07	60.84	94.06	107.71	52.49	134
A	3	0.52	0.02	0.08	60.84	103.33	118.33	57.66	147
A	4	0.67	0.02	0.10	59.25	121.86	141.80	72.51	185
A	5	0.77	0.03	0.12	55.38	122.54	148.90	84.59	216
A	6	0.78	0.04	0.13	55.19	122.81	149.57	85.38	218
B	1	0.66	0.02	0.10	60.85	162.63	186.21	90.70	232
B	2	0.86	0.02	0.13	56.62	178.37	213.60	117.51	300
C	1	0.93	0.05	0.16	57.81	234.76	277.39	147.77	378

Si dispongono armature longitudinali ad intradosso plinto pari a $\Phi 16/20$.

Il numero di barre necessario, nella configurazione più severa, è pari a $378/201 = 2$ barre.

La verifica è soddisfatta.

Con riferimento alle modeste azioni in gioco, si omette la verifica del puntone compresso.