

Cliente TERNA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO
ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 150 kV
Calcolo di verifica del sostegno per portale sbarre

Ordine Contratto 3000025378 Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2008

Note Rev. 02 – Lettera A9004453

PUBBLICATO A8035350 (PAD - 1156965)

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.

N. pagine 33

N. pagine fuori testo -

Data 11 dicembre 2008

Elaborato SRC - Fratelli Maurizio Gianni
A8035350 114969 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
A8035350 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
A8035350 777241 APP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	INTRODUZIONE	5
1.1	Premessa.....	5
2	SCOPO	5
3	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE, PONDERALI E FISICHE DELLA CARPENTERIA	5
3.1	Caratteristiche principali delle apparecchiature	5
3.2	Caratteristiche dei materiali.....	6
4	METODOLOGIA DI CALCOLO	6
4.1	La verifica strutturale	6
5	CONDIZIONI DI CARICO	7
6	DEFINIZIONE DEI CARICHI.....	8
6.1	Condizione di carico da vento	8
6.2	Condizione di carico sismica.....	8
6.2.1	Spettro di risposta elastico.....	8
6.2.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	10
6.2.3	Fattore di struttura	10
6.2.4	Spettri impiegati nella verifica	10
6.2.5	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	12
6.2.6	Definizione dei carichi simultanei al sisma.....	12
6.2.7	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	12
6.3	Condizione di carico da corto circuito.....	12
6.3.1	Definizione del carico da corto circuito	12
6.3.2	Definizione dei carichi simultanei al corto circuito, diversi dal sisma.....	13
6.3.3	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	13
7	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	13
7.1	Generalità	13
7.2	Codici di calcolo.....	13
7.3	Criteri di Modellazione	13
7.4	Modellazione dei collegamenti.....	14
7.5	Definizione dei criteri di analisi	14
8	RISULTATI DELLE VERIFICHE SLE.....	15
8.1	Verifica degli spostamenti verticali.....	15
8.2	Verifica degli spostamenti laterali.....	15
9	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA PER LA VERIFICA SISMICA, A CORTO CIRCUITO E SLU DELLA CARPENTERIA.....	16
9.1	Generalità	16
9.2	Codici di calcolo.....	16
9.3	Criteri di Modellazione	16
9.4	Modellazione dei collegamenti.....	16
9.5	Definizione dei criteri di analisi	16

9.6	Definizione dei criteri di verifica strutturale	16
9.6.1	Condizioni di carico sismico	16
9.6.2	Condizioni di carico di corto circuito	17
10	RISULTATI DELLE VERIFICHE SISMICHE	17
10.1	Sostegno tubolare verticale	17
10.1.1	Verifica delle sezioni più sollecitate secondo il metodo dello stato limite ultimo	18
10.2	Tirafondi	21
10.2.1	Verifica a rottura	21
10.2.2	Verifica a sfilamento	21
10.3	Trave di collegamento UPN 100	22
11	RISULTATI DELLE VERIFICHE AI CARICHI DA CORTO CIRCUITO	24
11.1	Sostegno tubolare verticale	24
11.1.1	Verifica delle sezioni più sollecitate secondo il metodo dello stato limite ultimo	24
11.2	Tirafondi	26
11.2.1	Verifica a rottura	26
11.2.2	Verifica a sfilamento	26
11.3	Trave di collegamento UPN 100	26
12	RISULTATI DELLE VERIFICHE SLU	27
12.1	Sostegno tubolare verticale	28
12.1.1	Sezione d'estremità della struttura tubolare	28
12.2	Tirafondi	29
12.2.1	Verifica a rottura	29
12.2.2	Verifica a sfilamento	30
12.3	Trave di collegamento UPN 100	30
13	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	31
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo	32

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	24/06/08	A8018240	Prima emissione
01	08/08/08	A8023372	Stralcio parte generale, mantenuta parte tecnica
02	11/12/08	A8035350	Inserite verifiche SLE

1 INTRODUZIONE

1.1 Premessa

A seguito dell'evolversi del quadro normativo e delle esigenze impiantistiche riscontrate, si è reso necessario implementare le attuali linee guida di progettazione relativamente al layout di impianto ed alle Opere Civili in generale, con l'obiettivo di avere un nuovo progetto standard unificato per la maggior parte delle situazioni che si possono presentare.

2 SCOPO

Scopo del presente documento è la verifica strutturale della carpenteria di sostegno del sezionatore orizzontale della sezione 132 – 150 kV.

La verifica strutturale è condotta, in ottemperanza alle norme vigenti richiamate di volta in volta nel rapporto, in due condizioni di carico eccezionali:

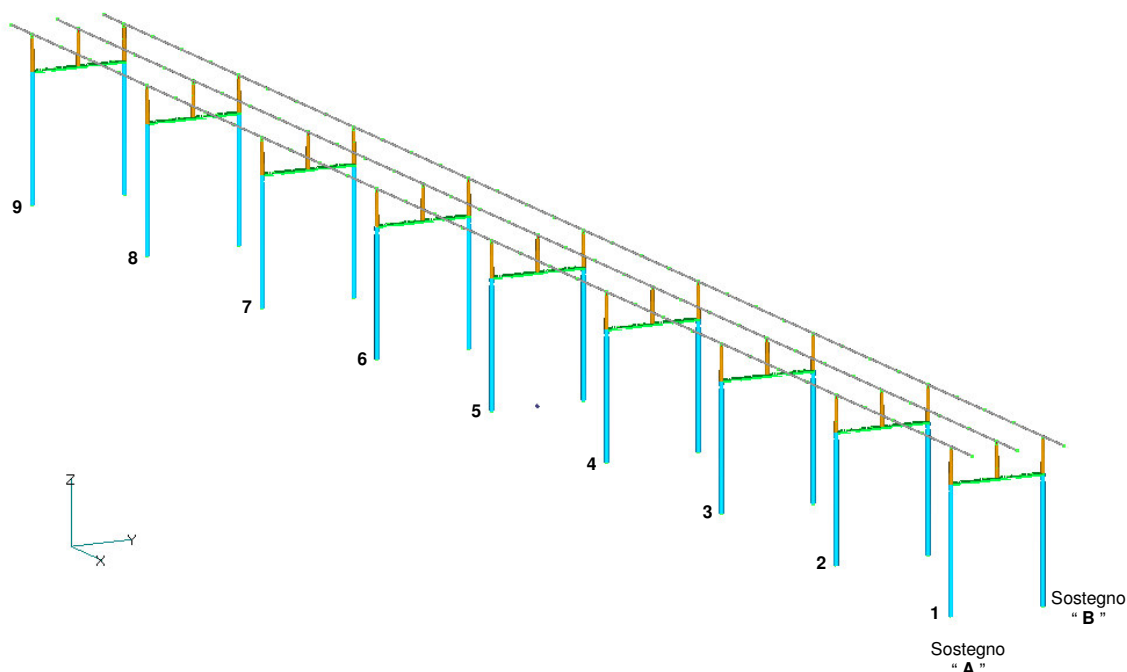
- Condizione di carico sismica;
- Condizione di carico da corto circuito.

3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE, PONDERALI E FISICHE DELLA CARPENTERIA

3.1 Caratteristiche principali delle apparecchiature

I parametri essenziali dell'apparecchiatura sono descritti in tabella (i dati geometrici e ponderali includono i supporti metallici, gli isolatori in porcellana e le sbarre d'alluminio di un insieme di 9 portali). Il collegamento tra i vari portali è costituito da tre tubi rigidi (sbarre) in lega d'alluminio Ø 100/86 montati su isolatori in porcellana.

ID	H totale [mm]	Profondità max [mm]	Larghezza max [mm]	Massa totale [Kg]	H CG totale [mm]	Note
1	7500	92000 (lung. totale sbarre) 11000 (distanza tra due PS consecutivi)	4400	11850	5195	Modello beam dettagliato e "tarato" sulla base di attività dei primi anni 90



La carpenteria di supporto del portale sbarre (rif. [22]) è costituita da più portali simili, collegati dal sistema di sbarre.

Ciascun portale è costituito da due tubi metallici sostenenti una traversa. I tubi sono in Fe510B e hanno diametro esterno di 219,1 mm, con spessore delle pareti pari a 5 mm e lunghezza di 5697 mm. Ogni singolo tubo è provvisto di due flange d'estremità dello spessore di 25 mm sia per la piastra di base che per quella superiore, saldate d'angolo alle pareti del tubo stesso. Il collegamento tra piastra di base (480 × 480 mm) e tubo è rinforzato dalla presenza di quattro coppie di nervature di forma triangolare, di dimensioni 200 × 180 mm sp. 10 mm, mentre la piastra di testa (400 × 300 mm) è provvista di quattro nervature triangolari di dimensioni 150 × 100 mm sp. 10 mm.

Le traverse sono costituite da una coppia di profilati UPN100 UNI 5680, di lunghezza 4700 mm, collegati tra loro da calastrelli e piastre. Ciascuna traversa è collegata mediante bulloni alle piastre di testa dei tubi metallici ed è provvista di tre + tre piastre, di dimensioni 400 × 300 mm sp. 25 mm, poste con un interasse di 2200 mm per il montaggio degli isolatori di porcellana. Ogni piastra è collegata alla traversa mediante 8 bulloni M16 (fori Ø 18) posti, con interasse di 340 mm, sulle ali superiori dei profilati.

Oltre al tubo, anche le altre parti descritte sono in Fe510B.

Sulla piastra di base di entrambi i tubi, sono presenti quattro fori Ø 24 mm disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione di tirafondi Ø 20 mm ([23]).

3.2 Caratteristiche dei materiali

Il materiale impiegato per la realizzazione del nuovo sostegno e di tutte le parti metalliche è un acciaio UNI EN 10027-1, avente le seguenti caratteristiche principali:

- Modulo di Young $E = 206000 \text{ N/mm}^2$
- densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- tensione di snervamento minima $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- tensione di rottura $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$

La tensione di progetto f_d da adottare per le verifiche, in accordo a quanto previsto dalla normativa di riferimento [1], vale 390,5 MPa, assumendo come rapporto tra valore medio atteso della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} il coefficiente di sovreresistenza $\gamma_{Rd} = 1,1$ (per acciaio Fe510), vedasi par. 7.5.1 di [1].

Il materiale dei tirafondi è un Fe B 44K con tensione di snervamento $f_{yk} = 430 \text{ MPa}$ e tensione di rottura $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$.

4 METODOLOGIA DI CALCOLO

4.1 La verifica strutturale

Le attività di verifica strutturale delle carpenterie dell'Unificato Terna, nei confronti dell'azione sismica, vengono condotte seguendo le indicazioni del riferimento [1], in particolare per quanto concerne:

- il criterio dello stato limite ultimo (par. 2.2.1 di [1]);
- le azioni sismiche (Cap. 3.2 di [1]);
- la metodologia dell'analisi dinamica modale (par. 7.3.3.1 di [1]);
- i criteri di combinazione con le concomitanti azioni non sismiche (par. 2.5.3 di [1]).

Data la variabilità delle caratteristiche dinamiche delle apparecchiature, per ogni coppia "apparecchiatura/carpenteria" vengono normalmente considerati casi differenti, ai quali corrispondono sets di caratteristiche ponderali e geometriche dell'apparecchiatura, a parità di carpenteria.

L'analisi consente di individuare l'utilizzo più severo di ciascuna carpenteria standard, in modo da verificarla in questa condizione, considerando perciò sia un numero adeguato di accoppiamenti "carpenteria-apparecchiatura" che le relative configurazioni di collegamento per le apparecchiature.

La verifica strutturale viene eseguita anche per i carichi derivanti da corto circuito.

Le normative principalmente prese a riferimento sono:

- per la condizione di carico sismica:
 - NTC del 14/01/2008 ([1]).
 - Per formulazioni di dettaglio riguardanti le strutture in acciaio, l'Eurocodice 3 ([4]).
- per la condizione di carico di corto circuito:
 - norma CEI 11-1
 - norma CEI 11-4
 - norma CEI 11-26
 - Per formulazioni di dettaglio riguardanti le strutture in acciaio, l'Eurocodice 3 ([4]).

5 CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico per le quali si effettua la verifica sul tubo più sollecitato sono:

- Tiro di linea a -20 °C (zona B), il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [3] – Tiro semplice;
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B), il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [3] – Tiro composto;
- Carichi durante il montaggio (vedi par. 3.2.2 del rif. [10]);
- Condizione di perdita di carico;
- Condizione di carico sismico;
- Condizione di carico da corto circuito.

I carichi sismici e quelli da corto circuito sono entrambi definiti come eccezionali in [10], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente ed il carico di montaggio, così come definito al paragrafo 3.2 di [10], non viene considerato agente simultaneamente alle azioni eccezionali.

Le combinazioni delle azioni utilizzate per le verifiche dei sostegni, in accordo a quanto previsto dalla attuale normativa (rif. [1]), sono state assunte come in tabella:

Combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
SLU_1	1.3	1.5	0	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
SLU_2	1.3	0	1.5	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
SLU_3	1.3	1.5	0	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
SLU_4	1.3	0	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
SLU_5	1.3	1.5	0	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU_6	1.3	0	1.5	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0
SLE_Freq_1	1	1	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_Freq_2	1	0	1	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_Freq_3	1	1	0	0.8	0.2	0	0	0	0	0	0	0
SLE_Freq_4	1	0	1	0.8	0.2	0	0	0	0	0	0	0
SLE_Freq_5	1	1	0	0.8	0	0.2	0	0	0	0	0	0
SLE_Freq_6	1	0	1	0.8	0	0.2	0	0	0	0	0	0
Sismica_1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3	0
Sismica_2	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3	0
Sismica_3	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1	0
Sismica_4	1	0	1	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3	0
Sismica_5	1	0	1	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3	0
Sismica_6	1	0	1	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1	0
Eccezionale PC	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Eccezionale PC	1	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Eccezionale CC	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

6 DEFINIZIONE DEI CARICHI

6.1 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [1], relativamente ai carichi da vento, la valutazione dei suddetti carichi è stata fatta in base alle ipotesi e considerazioni qui riportate.

Per la valutazione del vento sono state fatte le seguenti ipotesi:

- velocità di riferimento $v_b = 48$ m/s
 - per giungere a questo valore (il più alto per l'altitudine 1500 m, all'interno delle zone riportate nelle NTC del gennaio 2008) si è presa in considerazione la zona 4 oppure 6 (si ottiene lo stesso risultato) ad un'altitudine di 1500 m.
- noto v_b si è calcolato il valore di q_b che con $\rho = 1,25$ kg/m³ risulta essere uguale a 1440 N/m².
- il coefficiente di esposizione c_e , per l'altitudine di 1500 m, ha la categoria di esposizione peggiore (III) in zona 6. Quindi si valuta questo coefficiente per un'altezza di 12 m con categoria di esposizione III. Quindi $c_e = 2,26$.
- il coefficiente c_p di forma vale 1,0 se riferito a superfici piane oppure 0,7 se riferito ad oggetti cilindrici. Questo valore è verificato secondo la formula riportata al paragrafo C3.3.10.6, per corpi cilindrici, del doc. [2].
- Il coefficiente c_d dinamico si assume cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [1]).

Dopo aver determinato tutti i parametri essenziali per il calcolo della pressione del vento si ottiene:

$$p = q_b c_e c_p c_d \quad \Rightarrow \quad \begin{aligned} p &= 1440 \times 2,26 \times 1,0 \times 1 = \mathbf{3254,4 \text{ N/m}^2} \text{ (sup. piane)} \\ \text{oppure} \quad p &= 1440 \times 2,26 \times 0,7 \times 1 = \mathbf{2278,1 \text{ N/m}^2} \text{ (sup. cilindriche)} \end{aligned}$$

Questi valori di pressione del vento sono stati utilizzati dal programma di calcolo per la determinazione delle azioni agenti sulle varie parti del portale.

6.2 Condizione di carico sismica

6.2.1 Spettro di risposta elastico

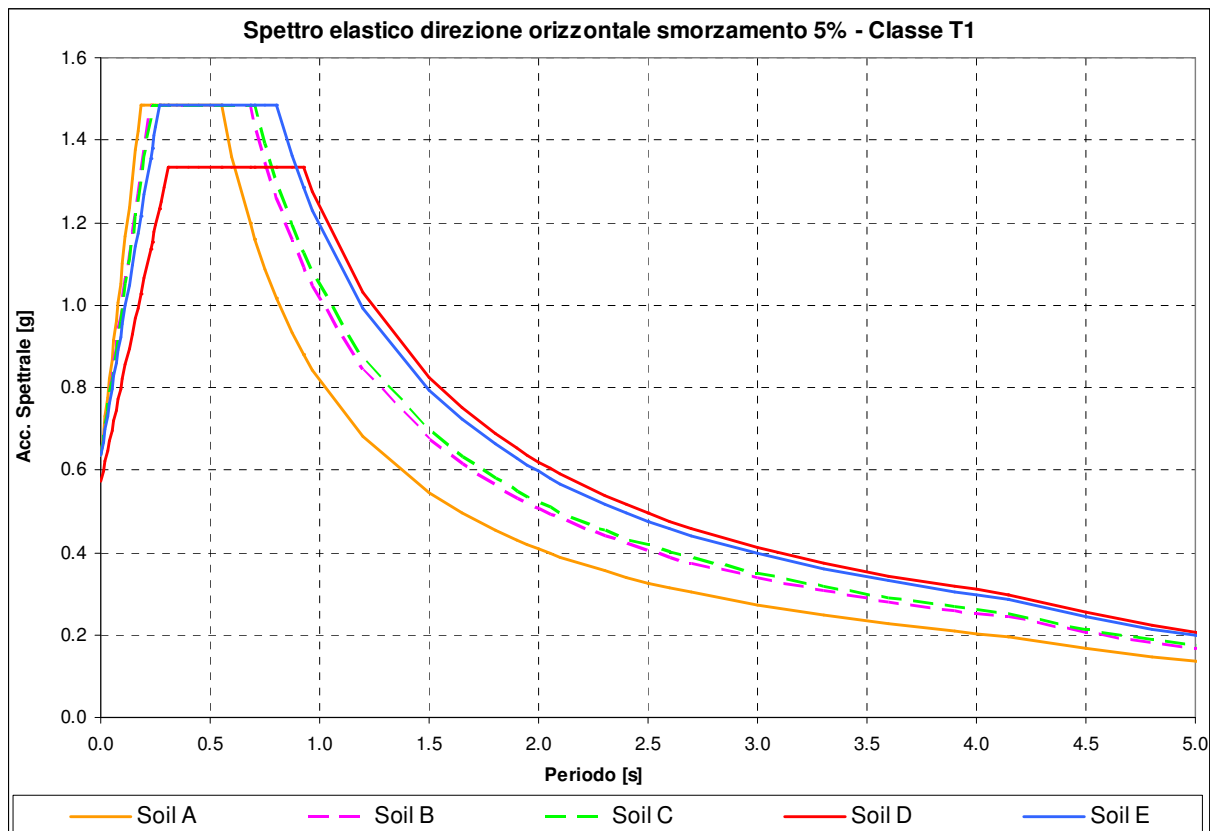
La normativa sismica (rif. [1]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici di sito, la normativa propone altresì uno spettro di risposta della componente verticale.

Per la verifica in oggetto, i valori di a_g , F_o e T_C^* , forniti per diversi periodi di ritorno nella tabella allegata al riferimento [1] in funzione di diversi punti griglia localizzati sul territorio nazionale, sono stati scelti, in accordo con il Committente nella zona a più alta intensità del territorio nazionale.

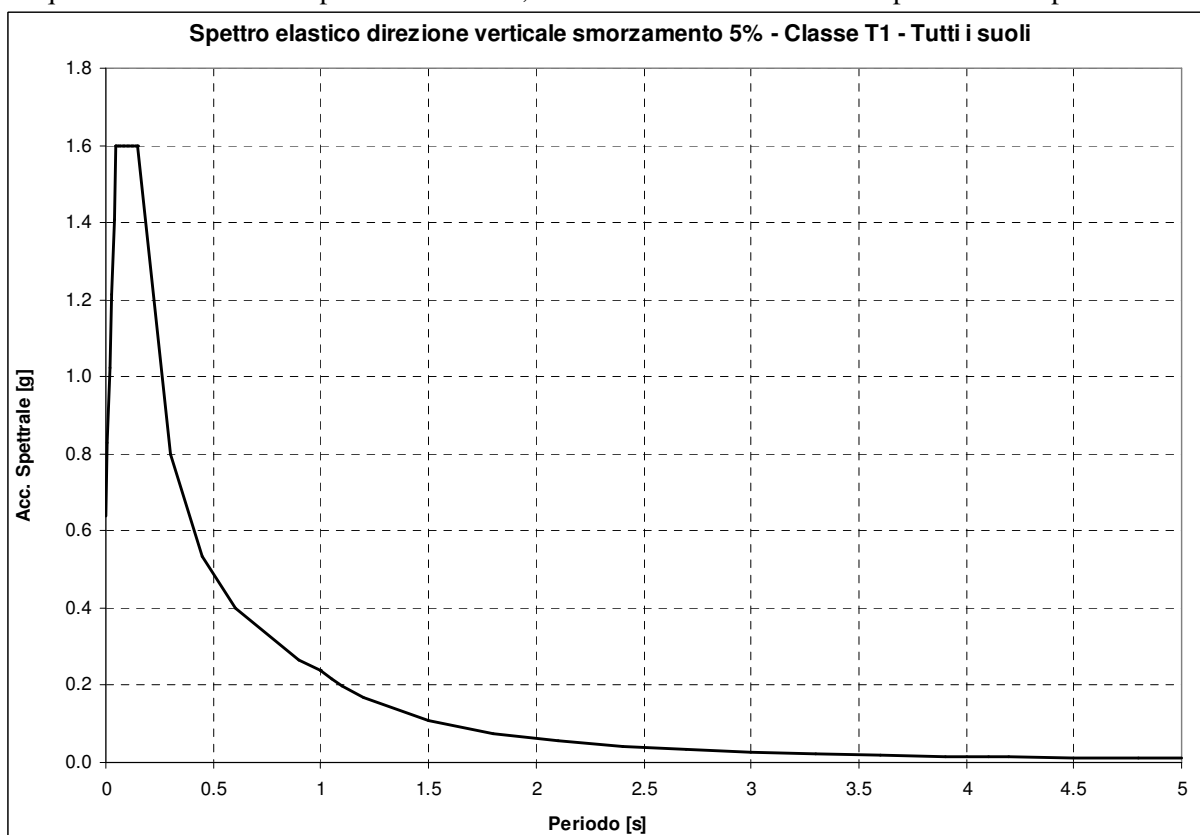
Quindi, nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno pari a 2475¹ anni valutati nei due punti griglia a più alto valore di a_g che sono individuati nel modo seguente (i due punti sotto descritti si trovano in Sicilia nella zona vicino a Cassaro Ferla):

ID	Lon	Lat	a_g	F_o	T_C^*
49418	14.929	37.175	6,247	2,33	0,55
49640	14.927	37.125	6,247	2,33	0,55

¹ Considerando, per le stazioni, una classe d'uso IV il periodo di ritorno di 2475 anni ci riporta ad una vita nominale dell'impianto di circa 130 anni.



Per quanto concerne la componente verticale, la sua forma è descritta nello spettro sotto riportato.



La necessità di installare le stesse apparecchiature e carpenterie in siti differenti, caratterizzati da condizioni del suolo e zone sismiche diverse ha reso necessario, con la vigente normativa, scegliere il periodo di ritorno più alto (2475 anni), la classe topografica T1, mentre poiché per la verifica si utilizza, per la direzione orizzontale, il valore del plateau dello spettro si osserva che esso è identico per tutti i suoli ad esclusione del suolo D che è leggermente inferiore.

6.2.2 *Spettro di progetto per lo stato limite ultimo*

Le capacità dissipative della struttura possono essere tenute in conto mediante un “fattore di struttura” q , riduttivo delle forze elastiche. Tale fattore dipende dal materiale e dalle tipologie strutturali in esame.

Le componenti sia orizzontali che verticali dell’azione sismica vengono ridotte dello specifico fattore di struttura q . Le formule che descrivono gli spettri di progetto sono le stesse già definiti per lo spettro elastico divise per questo fattore di struttura q .

6.2.3 *Fattore di struttura*

6.2.3.1 *Componenti orizzontali*

In base a quanto descritto in par. 7.5.2 di [1], la struttura in esame può definirsi come una **Struttura a mensola o a pendolo invertito**, costituita da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

Il fattore di struttura q è definito dalla relazione seguente (vedasi equazione 7.3.1 del par. 7.3.1 di [1]):

$$q = q_0 K_R$$

nella quale:

- q_0 dipende dalla classe di duttilità (ossia dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati)
- K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità della costruzione (pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza)

Nel caso in esame:

- $q_0 = 2$, vedasi tabella 7.5.II di [1];
- $K_R = 1$, vedasi par. 7.3.1 di [1].

Quindi, per le componenti orizzontali:

$$q = 2$$

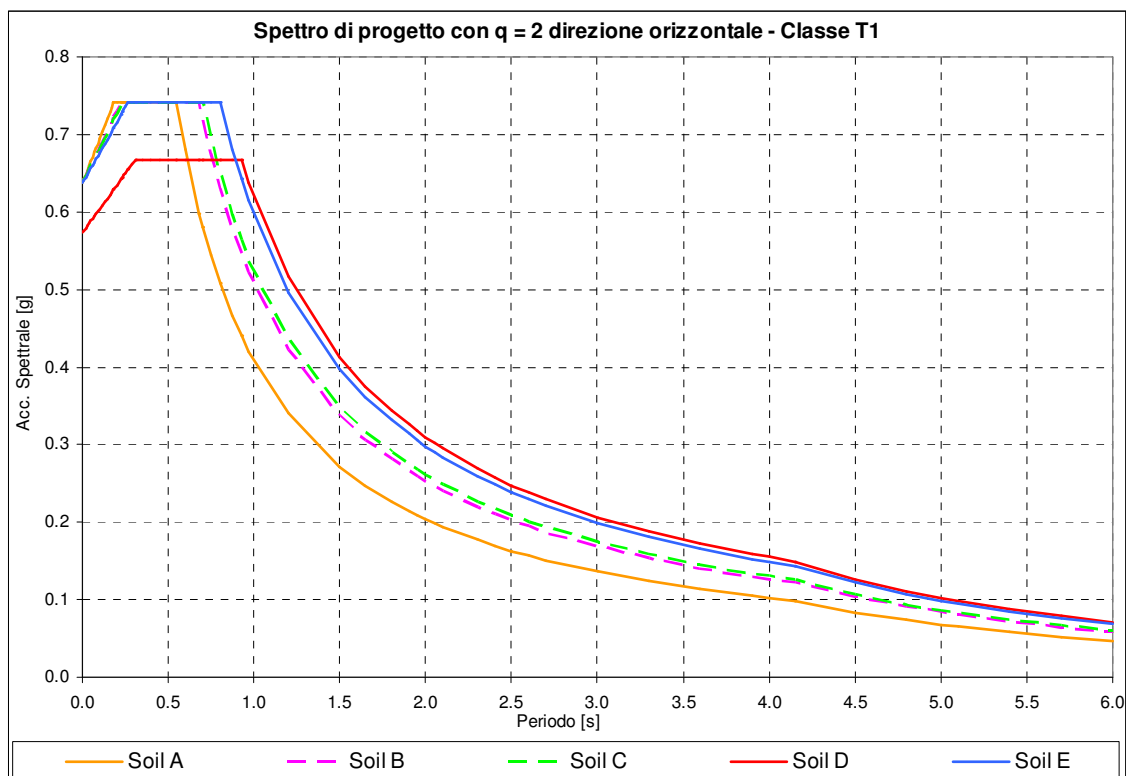
6.2.3.2 *Componente verticale*

Il fattore di struttura è assunto pari a 1,5 per qualsiasi materiale e tipologia strutturale (vedasi par. 7.3.1 di [1]).

6.2.4 *Spettri impiegati nella verifica*

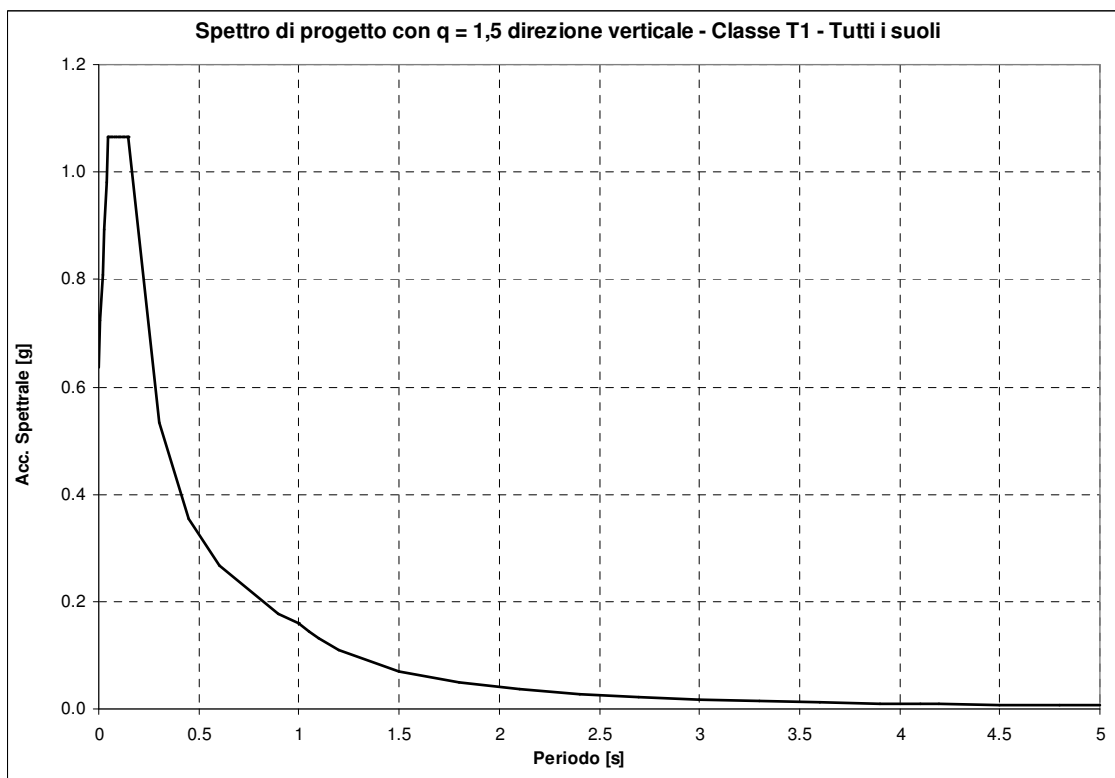
6.2.4.1 *Componenti orizzontali*

Il diagramma seguente riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 2 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



6.2.4.2 Componente verticale

Il diagramma seguente riporta lo spettro (indipendente dal tipo di suolo) per la componente verticale, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 1,5 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



6.2.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

In accordo con il par. 7.3.5 di [1], le componenti orizzontali e verticale dell'azione sismica sono considerate separatamente per ciascuna delle tre componenti. Nel caso di analisi lineare come quella impiegata nel caso in esame, i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle azioni applicate separatamente si combina sommando, al massimo ottenuto per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per le azioni applicate nelle altre direzioni, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi per individuare l'azione più gravosa.

6.2.6 Definizione dei carichi simultanei al sisma

6.2.6.1 Peso proprio

Il peso proprio della struttura di supporto e della apparecchiatura è indicato rispettivamente nei Capp. 3 e 4 del presente rapporto.

6.2.6.2 Carichi di linea (TPL)

Con riferimento a [10] par. 3.2, nella condizione eccezionale relativa al sisma, deve essere considerato il solo peso proprio e il carico inerziale derivante dall'applicazione del sisma stesso. Si considerano perciò come non agenti il tiro dovuto alla presenza del ghiaccio e del vento (componenti verticali e trasversali del tiro di linea).

Il tiro di linea non è stato preso in considerazione, nel caso in esame, date le modalità di utilizzo del portale sbarre.

6.2.7 Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)

I collegamenti con le altre apparecchiature (sezionatori verticali) sono di tipo flessibile; tuttavia, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte del contatto fisso ancorato alle sbarre.

6.3 Condizione di carico da corto circuito

6.3.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono tratti dal rif. [9]. Il corto circuito non viene considerato contestualmente al sisma, anche se potrebbe essere causato da quest'ultimo. Trattasi, in questa interpretazione, di due eventi eccezionali la cui probabilità combinata di accadimento può essere considerata scarsa, vedasi [10], par. 3.2.

In accordo a [9], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno ("pinch", "swing" e "drop") associati all'esplicarsi del corto circuito. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse (dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch, delle centinaia di millisecondi per lo swing) e, nella pratica, le rispettive sollecitazioni possono essere considerate come temporalmente disaccoppiate. Inoltre, la rapidità dei fenomeni consente, in linea di principio, ad entrambi i tipi di sollecitazioni di agire sull'insieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui il sostegno è stato verificato, sono stati presi dal documento di riferimento [9] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 40 kA:

Apparecchiatura	Swing [N] Y (direzione trasv. alle sbarre)	Pinch [N] X	Drop [N]	
			Z	X
Portale sbarre	5690	0	0	0

6.3.2 Definizione dei carichi simultanei al corto circuito, diversi dal sisma

6.3.2.1 Peso proprio

Vedasi par. 6.2.6.1 del presente rapporto.

6.3.2.2 Carichi di linea (TPL)

Nella condizione eccezionale relativa al corto circuito, deve essere considerato come azione concomitante il solo peso proprio. I carichi di linea sono da considerarsi già compresi nei carichi di corto circuito, costituendone il valore all'istante iniziale del fenomeno.

6.3.3 Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)

Vedasi par. 6.2.7 del presente documento.

7 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

7.1 Generalità

Nel seguito vengono descritti i criteri di modellazione impiegati per la simulazione numerica della struttura in esame, la modellazione dei collegamenti (rigidi o flessibili), i criteri di analisi e di verifica strutturale.

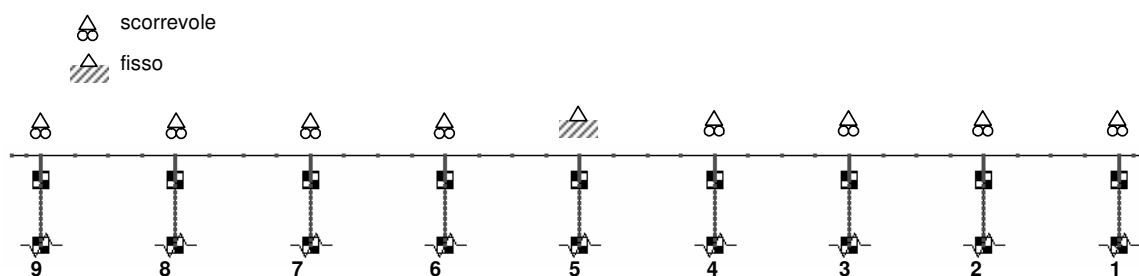
7.2 Codici di calcolo

È stato impiegato il codice di calcolo ad elementi finiti MSC NASTRAN 2005.

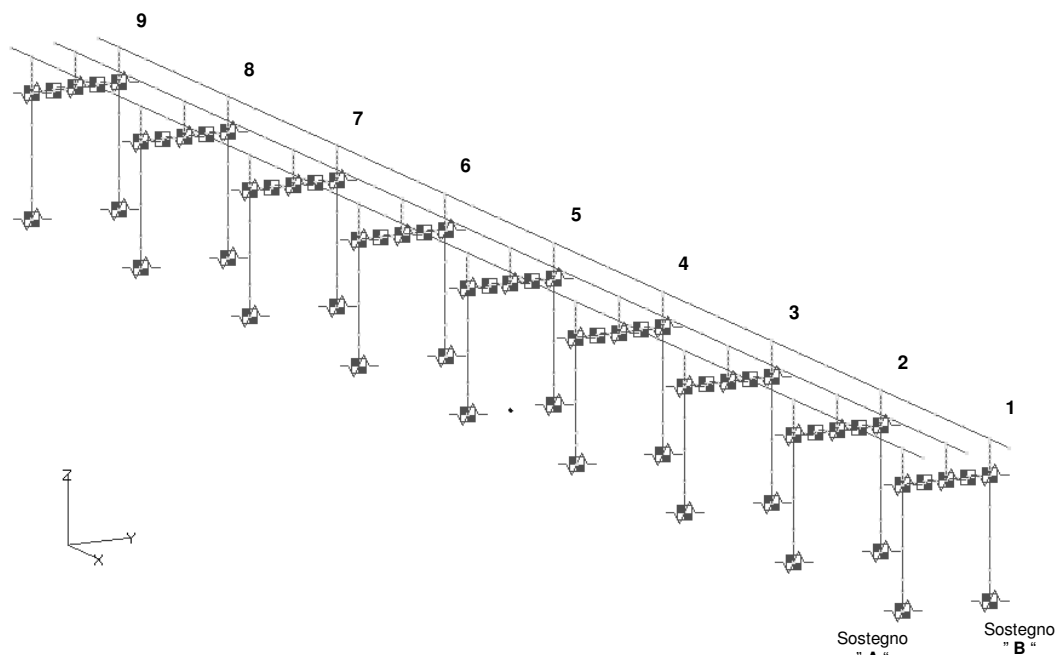
7.3 Criteri di Modellazione

Lo schema seguente mostra il sistema sbarre così come considerato nel presente lavoro e con evidenza della numerazione data ai singoli portali per una rapida identificazione.

I collegamenti tra isolatori in porcellana e sbarre in alluminio sono stati realizzati con appoggio fisso sul portale centrale (n.5) e con appoggi scorrevoli per i rimanenti.



Si sono modellati le strutture di supporto, insieme con gli isolatori e il sistema sbarre, mediante elementi di tipo "beam"; le caratteristiche geometriche e ponderali dei supporti sono quelle indicate in [22], mentre per gli isolatori e le sbarre, si è impiegata una struttura equivalente, in grado cioè di rappresentare la dinamica del modo fondamentale dell'apparecchiatura stessa. Piastre e nervature presenti alle due estremità del tubo e sulle traverse sono state rappresentate come masse concentrate. Sui portali 1 e 9 sono stati inseriti, in termini di masse concentrate, gli elementi costitutivi i sezionatori di terra.



Il modello completo comprende un insieme di 9 portali allo scopo di tenere conto anche delle mutue influenze dovute ai collegamenti rigidi in sbarra.

Il calcolo consente di ottenere le azioni interne totali (forza assiale, forze di taglio e momenti flettenti nelle due direzioni ortogonali orizzontali di riferimento) per ciascuna delle "beam" del modello.

Si è considerato che piastre e nervature di rinforzo non contribuiscano alla resistenza della struttura stessa: date le limitate dimensioni di tali elementi rispetto alla altezza della struttura tubolare o alla lunghezza della trave orizzontale composta, è ragionevole pensare che la differenza tra lo stato tensionale della sezione di estremità e quella immediatamente al di fuori dell'attacco delle nervature/piastre sia molto simile. Le azioni così ottenute sono state impiegate per la verifica allo stato limite, in accordo ai rif. [1] e [4].

I tirafondi sono stati rappresentati unicamente come elementi fonte di reazione vincolare nelle tre direzioni ortogonali di riferimento. Tali reazioni sono impiegate per la verifica del tirafondo.

7.4 Modellazione dei collegamenti

Come già evidenziato i collegamenti con altre apparecchiature della stazione non sono stati presi in considerazione: in pratica, si è ipotizzato che i sezionatori verticali fossero tutti aperti.

7.5 Definizione dei criteri di analisi

Secondo quanto riportato nel doc.[1], la struttura deve essere verificata per gli stati di sforzo relativi allo stato limite di esercizio, secondo quanto descritto nel paragrafo 4.2.4.2 in particolare per la carpenteria in esame, si applicano i criteri dei paragrafi 4.2.4.2.1 e 4.2.4.2.2.

Per le verifiche sopra citate sono stati presi i valori degli spostamenti sia "verticali" che "lateralì" per determinati punti della struttura di sostegno dal modello creato per le analisi e descritto nel capitolo 7.3.

Con riferimento al paragrafo 4.2.4.2.1 "Spostamenti verticali" di [1], per le verifiche sono stati presi gli spostamenti generati da ogni singolo carico (sommati poi con i dovuti coefficienti dettati dalla combinazione SLE) nei nodi del modello relativi alle travi trasversali (orientate in direzione Y – UPN100) posizionate al di sopra dei due tubi del sostegno.

Il cedimento verticale massimo ottenuto è stato poi confrontato con il parametro preso dalla tabella 4.2.X di [1] relativo a "coperture in generale", quindi 1/200.

Con riferimento al paragrafo 4.2.4.2.2 “*Spostamenti laterali*” di [1], la verifica è stata eseguita prendendo gli spostamenti laterali generati dai singoli carichi (sommati poi con i dovuti coefficienti dettati dalla combinazione SLE) nei nodi del modello relativi alla sommità dei due tubi, in quanto essi producono lo spostamento laterale massimo dell’intera struttura di supporto.

Per la verifica degli spostamenti laterali si è preso come valore di confronto quello relativo ad edifici monopiano senza carroponte, quindi 1/150.

8 RISULTATI DELLE VERIFICHE SLE

8.1 Verifica degli spostamenti verticali

I valori di spostamento massimo ottenuti per ogni singolo caso di carico dal modello fem del supporto, per le traverse UPN, sono i seguenti:

	Spostamenti massimi nelle travi UPN 100 [mm]
Peso proprio	2,62
Vento X	0
Vento Y	2,58

La combinazione SLE che produce il valore di confronto $\delta_{\max}$ più elevato per le due tipologie di travi analizzate è $(G_1 + G_2 + 0 \times \text{vento X} + 0,2 \times \text{vento Y})$ sulle travi UPN 100. Essa è stata costruita considerando montaggio, vento X e vento Y come carichi variabili Q e associando il coefficiente Ψ_{1j} (0,2) al carico da vento Y e il coefficiente Ψ_{2j} (0) al vento X.

Il valore dello spostamento massimo ottenuto dalla combinazione è uguale a 3,14 mm.

La distanza tra due punti in cui è stato valutato lo spostamento ottenuto è di 4400 mm, quindi il parametro $\delta_{\max}$ per la verifica è:

$$\delta_{\max} = 3,14/4400 = 7,13 \times 10^{-4} \quad \text{da confrontare con: } 1/200 = 5 \times 10^{-3}$$

Poiché $\delta_{\max}$ è inferiore al parametro di confronto, la verifica SLE per lo spostamento verticale risulta soddisfatta.

8.2 Verifica degli spostamenti laterali

Secondo lo schema descritto nel capitolo 7 del presente rapporto sono stati estratti dal modello gli spostamenti in direzione X ed Y dei nodi posti in testa ai supporti tubolari.

I massimi valori assoluti degli spostamenti sono:

	Spostamenti massimi in direzione X [mm]	Spostamenti massimi in direzione Y [mm]
Peso proprio	0,0	0,0
Vento X	19,23	0,0
Vento Y	2,81	25,15

Poiché in combinazione il carico da vento ha un coefficiente moltiplicativo 0,2 è evidente che lo spostamento in direzione Y dato nella combinazione SLE ha intensità superiore a quello in direzione X. La combinazione SLE più gravosa per il supporto è ($G_1 + G_2 + 0 \times \text{vento X} + 0,2 \times \text{vento Y}$) da cui:

$$\delta = 5,03 \text{ mm}$$

Essendo l'altezza del supporto pari a 5850 mm si ha:

$$\delta / h = 5,03 / 5850 = 8,6 \cdot 10^{-4} \quad \text{da confrontare con: } 1/150 = 6,67 \times 10^{-3}$$

Poiché δ / h è inferiore al parametro di confronto, la verifica SLE per lo spostamento laterale risulta soddisfatta.

9 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA PER LA VERIFICA SISMICA, A CORTO CIRCUITO E SLU DELLA CARPENTERIA

9.1 Generalità

Nel seguito vengono descritti i criteri di modellazione impiegati per la simulazione numerica della struttura in esame, la modellazione dei collegamenti (rigidi o flessibili), i criteri di analisi e di verifica strutturale.

9.2 Codici di calcolo

È stato impiegato il codice di calcolo ad elementi finiti MSC NASTRAN 2005.

9.3 Criteri di Modellazione

I criteri di modellazione sono quelli già esposti al precedente paragrafo 7.3.

9.4 Modellazione dei collegamenti

In prima approssimazione, come già evidenziato i collegamenti flessibili non sono stati presi in considerazione.

9.5 Definizione dei criteri di analisi

L'analisi è basata su due passi successivi:

- Una analisi modale della struttura
- Il calcolo a spettro di risposta (RSA)

Per approfondimenti sui concetti fondamentali delle due metodologie vedi, p. es., [17].

9.6 Definizione dei criteri di verifica strutturale

9.6.1 Condizioni di carico sismico

9.6.1.1 Metodo di calcolo

Si impiega il criterio del calcolo allo stato limite ultimo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), come previsto in [1].

9.6.1.2 Criteri di combinazione delle azioni sismiche con le azioni non sismiche

La combinazione dei carichi sismici con altri carichi simultaneamente gravanti sulla struttura è trattata in 2.5.3 e 3.2.4 di [1], in cui la combinazione è espressa come:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

con:

E = azione sismica

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P = valore caratteristico dell'azione di precompressione o pretensione

ψ_{2i} = coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i

Q_{ki} = valore caratteristico della azione variabile Q_i

Nel caso di apparecchiature P è evidentemente nullo, mentre il valore di ψ_{2i} , associato ai carichi da vento e termici, è assumibile anch'esso come nullo (vedasi tab. 2.5.I in par. 2.5.3 di [1]).

9.6.2 Condizioni di carico di corto circuito

9.6.2.1 Metodo di calcolo

Si impiega il criterio del calcolo allo stato limite ultimo, in accordo a [10], che nel par. 3.2.9 "Dimensionamento delle strutture di supporto" fa esplicito riferimento agli Eurocodici e/o alle norme nazionali, i quali appunto tale metodo adottano.

9.6.2.2 Criteri di combinazione delle azioni di corto circuito con il peso

Trattandosi di carico eccezionale, in concomitanza del quale si considera il solo effetto della forza peso, La combinazione dei carichi viene fatta assegnando coefficiente di combinazione unitario sia ai carichi di corto circuito che al carico da gravità, vedasi paragrafo 3.2 di [10] oppure la combinazione riportata per i carichi eccezionali presente al capitolo 2.5.3 del riferimento [1].

10 RISULTATI DELLE VERIFICHE SISMICHE

Le verifiche sismiche considerano:

- La carpenteria di sostegno (struttura tubolare e relative giunzioni saldate, trave UPN);
- I tirafondi.

Sono esclusi dalla verifica:

- L'apparecchiatura, che si presuppone già qualificata ai carichi normali ed eccezionali;
- La fondazione, per la quale viene redatto un rapporto a sé stante.

10.1 Sostegno tubolare verticale

La verifica della carpenteria di sostegno consiste essenzialmente nella verifica della sezione d'incastro e della relativa saldatura, parte della zona dissipativa della struttura in esame e dei tirafondi, ossia dell'elemento di collegamento alla fondazione.

Per la carpenteria, si è considerata quindi una verifica concentrata sulla sezione d'incastro mediante le metodologie indicate nei codici di riferimento ([1], [4]) che, considerando l'effetto globale delle sollecitazioni, consente di ottenere i valori massimi di forze e momenti resistenti della sezione, confrontandoli con quelli applicati esternamente.

I risultati sono relativi allo stato tensionale nella sezione d'incastro del tubo e della relativa saldatura per tutte le diverse combinazioni di carico.

10.1.1 Verifica delle sezioni più sollecitate secondo il metodo dello stato limite ultimo

10.1.1.1 Generalità

Il par. 7.5.4.6 di [1], dedicato ai collegamenti colonna-fondazione, recita:

Il collegamento colonna-fondazione deve essere progettato in modo tale da risultare sovrar resistente rispetto alla colonna ad esso collegata. In particolare, il momento resistente plastico del collegamento deve rispettare la seguente disuguaglianza:

$$M_{C,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{C,pl,Rd} \cdot (N_{Ed})$$

dove $M_{C,pl,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato per lo sforzo normale di progetto N_{Ed} che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base. Il coefficiente γ_{Rd} è fornito nel paragrafo 7.5.1.

Per la verifica si è fatto quindi ricorso a [1], par. 7.5.4.2 Colonne. La verifica è stata quindi eseguita in base alle formulazioni ivi riportate.

La sezione considerata è solo quella del tubo, senza considerare il contributo delle nervature.

Le azioni di progetto N_{Ed} , M_{Ed} e V_{Ed} (compressione flessione e taglio), per le quali eseguire la verifica, sono definite come segue:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{Rd} \Omega M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{Rd} \Omega V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (8.1)$$

γ_{Rd} = coefficiente di sovrarresistenza del materiale, pari a 1,1 per acciaio Fe510, vedasi par. 7.5.1 di [1]
 Ω è il minimo valore tra gli $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, essendo $M_{Ed,i}$ il momento flettente di progetto della i-esima trave in condizioni sismiche e $M_{pl,Rd,i}$ il corrispondente momento plastico.
 I pedici "G" ed "E" indicano le azioni interne rispettivamente "non-sismiche" e "sismiche".

La capacità resistente delle membrature, in termini di momento plastico, è definita nel par. 4.2.4.1.2 *Flessione, taglio e sforzo assiale* di [1] per strutture in acciaio. Il momento plastico viene ridotto in relazione alla presenza di azione tagliante e azione assiale. In particolare:

- Quando l'azione tagliante supera metà della resistenza a taglio plastica, nella determinazione del momento resistente plastico ridotto deve essere tenuto in debito conto l'effetto sia dell'azione tagliante che della forza assiale.
- Purché il valore di progetto della forza di taglio V_{Sd} non superi il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto $V_{c,Rd}$ non è necessaria alcuna riduzione nelle combinazioni di momento e forza assiale che soddisfino i requisiti del criterio indicato in 4.2.4.1.2 di [1]
- Qualora V_{Sd} ecceda il 50% della resistenza a taglio, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio $f_{y,red} = (1-\rho)f_{yk}$ dove $\rho = (2V_{Ed}/V_{c,Rd} - 1)^2$, per le sezioni di classe 3 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale).

La resistenza a taglio plastica $V_{c,Rd}$ viene calcolata in base alla seguente formula (4.2.18 del par. 4.2.4.1.2 di [1]):

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Di conseguenza la resistenza a taglio plastica risulta essere:

$$V_{c,Rd} = \frac{2141 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 417922 \text{ N}$$

Dove:

- $f_{yk}/\sqrt{3}$ è la tensione tangenziale di snervamento;
- A_v è l'area resistente a taglio, per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme, pari a $2A/\pi$ (A è l'area lorda della sezione del profilo)²
- γ_{M0} è un coefficiente parziale di sicurezza, pari a 1,05, vedasi par. 4.2.4.1.1 di [1].

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$, assume la seguente formulazione, vedasi punto 4.2.13 del par. 4.2.4.1.2 di [1], valida per le sezioni di classe 1 e 2, nel caso dei tubi circolari di spessore uniforme in cui $D/t \leq 70 \times \varepsilon^2$ dove D è il diametro esterno del tubo, t lo spessore ed $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$$

nella quale $M_{pl,Rd}$ è il momento plastico resistente della sezione pari a:

$$M_{pl,Rd} = f_{yk} \times W_{pl}/\gamma_{M0} \quad \text{in cui } W_{pl} \text{ è il modulo di resistenza plastico della sezione}^3$$

10.1.1.2 Sezione d'estremità della struttura tubolare

La verifica della sezione di estremità della struttura tubolare è stata effettuata prendendo in considerazione tutti i nove portali, calcolando per ciascuno di essi le azioni interne alla base dei due sostegni e combinando tali azioni mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5 del presente rapporto.

L'analisi così effettuata ha evidenziato che il portale più sollecitato è il portale n. 5 (quello con appoggio fisso per le sbarre, vedi cap. 7, e le combinazioni più gravose si identificano con le combinazioni sismiche in cui la componente in direzione X è stata presa con fattore 1.

Di seguito si riportano, per ognuna delle azioni elementari esterne coinvolte nella combinazione sismica, le azioni interne alla base del sostegno tubolare del portale citato.

	Peso proprio	Eccitazione sismica in direzione X	Eccitazione sismica in direzione Y	Eccitazione sismica in direzione Z
Azione assiale N [N]	-6097,4	0	4708,2	1511,1
Taglio lungo X [N]	0	5481,1	0	0
Taglio lungo Y [N]	-364,1	0	4282,8	472,2
Momento flett. attorno all'asse X [Nm]	680,6	0	17286,4	815,7
Momento flett. attorno all'asse Y [Nm]	0	39236,7	0	0
Momento torc. attorno all'asse verticale [Nm]	0	31,3	0	0

Tali azioni, combinate mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5 del presente rapporto, forniscono i seguenti carichi totali:

² Nel caso in esame $A = 3363 \text{ mm}^2$, $A_v = 2141 \text{ mm}^2$

³ $W_{pl} = 4/3 \times (R^3 - r^3) = 229236 \text{ mm}^3$, in cui $R = 219,1/2 = 109,55 \text{ mm}$, $r = 104,55 \text{ mm}$

	Azioni alla base secondo le combinazioni sismiche con sisma X * 1
Azione assiale N [N]	-7963
Taglio lungo X [N]	5481
Taglio lungo Y [N]	1791
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	6111
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	39237

Nel caso in esame, la resistenza a taglio plastica $V_{c,Rd}$ ha il valore di 417922 N, mentre la massima forza di taglio vale, componendo vettorialmente le azioni risultanti lungo e attorno a X e Y, 5766 N, ossia meno del 2% della resistenza plastica: non è quindi necessaria alcuna riduzione nelle combinazioni di momento e forza assiale.

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} = 77504 \text{ Nm}$$

$$M_{E,d} = \mathbf{39710 \text{ Nm}}$$

La sezione d'estremità della struttura tubolare risulta perciò verificata ($M_{E,d} < M_{N,Rd}$) alla condizione di carico sismica.

10.1.1.3 Giunzione tubo-piastra

Viene verificata la giunzione saldata tra tubo e piastra, realizzata mediante una saldatura d'angolo $5 \times 5 \text{ mm}$ (altezza di gola 3,54 mm) continua su tutta la circonferenza esterna del tubo.

La verifica viene condotta in base ai criteri riportati nel riferimento [1] paragrafo 4.2.8.2.4 "Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo", nel quale vengono calcolate le tensioni $\sigma_{\perp}$, $\tau_{\perp}$ e $\tau_{//}$ conseguenti alla applicazione delle azioni, che debbono soddisfare alla seguente disequaglianza:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / \beta \gamma_{M2}$$

dove f_{tk} è la resistenza nominale a rottura per trazione dell'elemento più debole costituente il giunto, β un coefficiente dipendente dalla tipologia di materiale utilizzato (0,90 nel caso di Fe510) e γ_{M2} è un coefficiente definito, per le saldature a cordone d'angolo, pari a 1,25 (vedi tabella 4.2.XII del rif. [1]):

Le caratteristiche della saldatura sono quindi:

- Area $A = 2433,6 \text{ mm}^2$
- Momento d'inerzia $J = 1,53 \times 10^7 \text{ mm}^4$
- Modulo di resistenza elastico $W_{el} = 135519 \text{ mm}^3$
- $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ (Fe510)
- $\gamma_{M2} = 1,25$ vedi sopra

I carichi sono quelli indicati in precedenza la verifica sarà eseguita con i seguenti valori:

- Momento flettente $M_{E,d}$: 39710 Nm;
- Azione assiale $N_{E,d}$: -7963 N;
- Forza di taglio $V_{E,d}$: 5766 N.

Nel caso in esame:

- $\sigma_{\perp} = N_{E,d} / A + M_{E,d} / W$: $7963 / 2433,6 + 39710 \times 1000 / 135519 = \mathbf{296,29 \text{ MPa}}$
- $(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)^{0,5} = V_{E,d} / A$: $5766 / 2433,6 = \mathbf{2,37 \text{ MPa}}$
- $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5}$: $\mathbf{296,32 \text{ MPa}}$
- $f_{tk} / \beta \gamma_{M2}$: $\mathbf{453,33 \text{ MPa}}$

Poiché il valore corrispondente al primo membro della disuguaglianza da verificare è inferiore al valore di confronto $f_{tk} / \beta \gamma_{M2}$ la saldatura risulta verificata.

10.2 Tirafondi

Per i tirafondi vengono effettuate due verifiche:

- Verifica a rottura sulla parte filettata del tirafondo, soggetta a forze assiali e di taglio;
- Verifica a sfilamento della parte annegata nel calcestruzzo della fondazione.

10.2.1 Verifica a rottura

Per la verifica sismica si impiegano le seguenti sollecitazioni:

- Azione assiale: -7963 N;
- Taglio lungo X: 5481 N;
- Taglio lungo Y: 1791 N;
- Momento flettente attorno all'asse X: 6111 Nm;
- Momento flettente attorno all'asse Y: 39237 Nm.

I carichi sopra descritti sono quelli relativi alla combinazione più gravosa (sismica con sisma in direzione X fattorizzato a 1). Essendoci n. 4 tirafondi M20 alla base, i valori massimi delle forze di reazione agenti su ogni singolo tirafondo saranno quelle sopra descritte divise per il numero totale dei tirafondi, mentre i momenti si scaricano con reazioni calcolate per ogni coppia di tirafondi (secondo l'asse in cui agisce il momento) uguali in modulo ed opposte in segno, in particolare nel tirafondi in cui tutte le azioni si sommano, si avrà:

Reazione per azione assiale:	$7963/4 = 1991 \text{ N};$
Reazione per taglio totale:	$5766/4 = 1442 \text{ N};$
Reazione per momento flettente attorno all'asse X:	$6111 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 7639 \text{ N};$
Reazione per momento flettente attorno all'asse Y:	$39237 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 49046 \text{ N};$
Reazione verticale totale sul singolo tirafondo:	$1991 + 7639 + 49046 = 58676 \text{ N}.$

Il corrispondente valore di von Mises (la sezione resistente è pari a 220 mm^2) è rappresentata dai seguenti valori:

- σ data dalle reazioni assiali: $58676/220 = \mathbf{266,71 \text{ MPa}};$
- τ data dalle reazioni a taglio: $1442/220 = \mathbf{6,55 \text{ MPa}};$
- $\sigma_{\text{von Mises}}:$ $\mathbf{267 \text{ MPa}}.$

Il valore massimo della tensione di von Mises è inferiore alla tensione di confronto del materiale dei tirafondi (FeB44K) che è pari a:

$f_{cfr} = 0,9 \times f_{tb} / \gamma_{M2}$, vedasi 4.2.62 di [1] con $\gamma_{M2} = 1,25$, coefficiente di sicurezza dei collegamenti vedasi tabella 4.2.XII di [1].

Il confronto, sul valore del tirafondo, dà il seguente risultato:

$$267 \text{ MPa} < 0,9 \times 540 / 1,25 = 389 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{tirafondi verificati}$$

10.2.2 Verifica a sfilamento

Il calcestruzzo della fondazione è in classe R250 quindi con $R_{bk} = 250 \text{ kg/cm}^2 \approx 25 \text{ N/mm}^2$.

Posto $f_{ck}^4 = 25 \text{ N/mm}^2$ (vedi prospetto 3.1 del rif. [18]), si ha per la tensione di aderenza ultima:

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 1,89 \text{ MPa}$$

dove:

⁴ Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls a 28 gg.

η_1 è un coefficiente legato alla condizione di aderenza e vale 1 in condizioni di “buona aderenza” e 0,7 in tutti gli altri casi

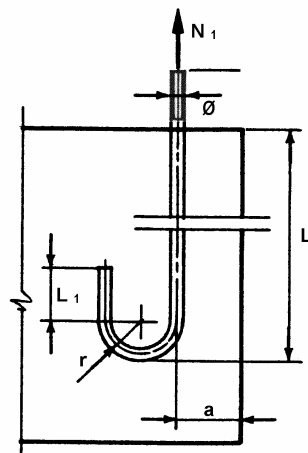
η_2 è riferito al diametro della barra vale 1 se $\varnothing \leq 32$ mm e $(132 - \varnothing)/100$ per $\varnothing > 32$ mm

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1,2 \text{ MPa}$$

con $f_{ctk,0.05} = 1,8$ per R250 (vedi prospetto 3.1 del rif. [18]), $\alpha_{ct} = 1$ e il coefficiente di sicurezza $\gamma_c = 1,5$. La capacità portante ultima N_1 del tirafondo, in termini di aderenza, viene calcolata in accordo alla formulazione riportata in [19], par. 7.4.5.4:

$$N_1 = \frac{f_{bd}}{(1 + \Phi/a)^2} \Phi \pi (L + 6,4r + 3,5L_1)$$

Nel caso in esame (per il significato dei simboli, si veda lo schema qui riportato):



$L = 720$ mm
 $L_1 = 70$ mm
 $r = 100$ mm
 $\varnothing = 20$ mm
 $a = 100$ mm

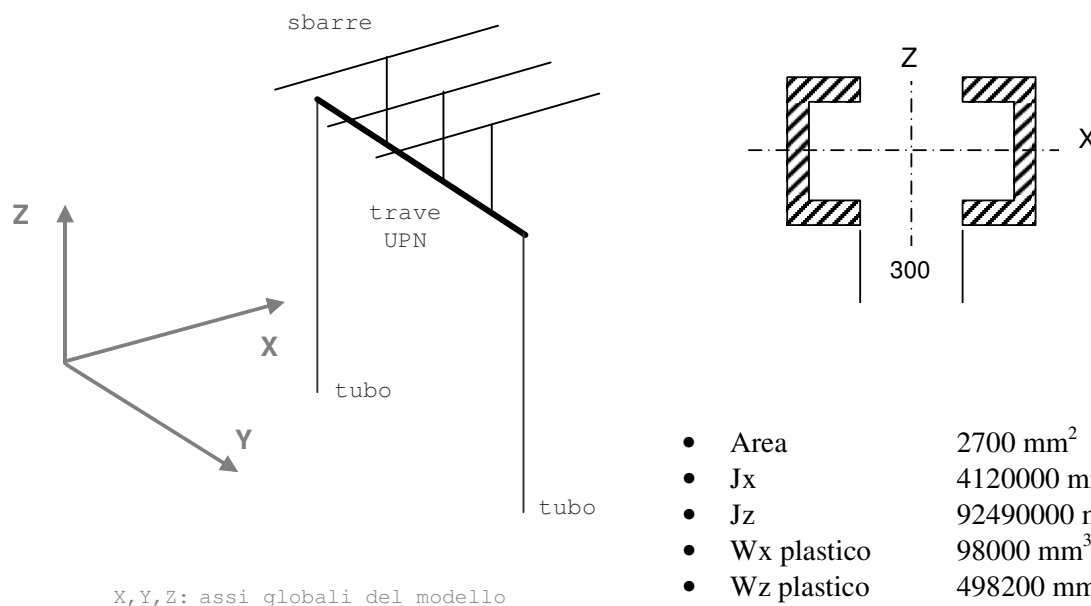
$$\text{da cui } N_1 = \frac{1,89}{(1 + 20/100)^2} 20 \cdot \pi \cdot (720 + 6,4 \cdot 100 + 3,5 \cdot 70) = 82,467 \cdot 1605 = 132360 \text{ N}$$

Il carico esterno massimo N è pari a 58676 N. L'aderenza **quindi è verificata.**

10.3 Trave di collegamento UPN 100

In ogni singolo portale è presente una trave orizzontale su cui appoggiano gli isolatori in porcellana di supporto alle sbarre delle tre fasi di un singolo portale. Tale trave è composta da due profilati UPN 100 affiancati, distanziati di 300 mm, ed è posizionata nel modello con l'asse longitudinale posto secondo la direzione Y dello stesso (vedere schema qui di seguito).

Il profilo così composto presenta le seguenti caratteristiche: ⁵



La verifica della trave orizzontale è stata effettuata prendendo in considerazione tutti i nove portali, calcolando per ciascuno di essi le azioni interne nel nodo più sollecitato della trave e combinando tali azioni mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5 del presente rapporto.

L'analisi così effettuata ha evidenziato che il portale più sollecitato è il portale n. 1 con le combinazioni sismiche in cui la componente in direzione Y è stata presa con fattore 1. I massimi valori di forze assiali e momenti sono riportati nella tabella seguente.

	Peso proprio	Eccitazione sismica in direzione X	Eccitazione sismica in direzione Y	Eccitazione sismica in direzione Z
Azione assiale N [N]	-457,7	5,1	1971,6	638,4
Taglio lungo X [N]	0,0	1065,7	149,7	12,2
Taglio lungo Z [N]	2024,1	9,4	5311,3	689,1
Momento flett. attorno all'asse X [Nm]	1824,4	8,4	10997,0	649,4
Momento flett. attorno all'asse Z [Nm]	-1,1	68,9	343,7	213,6
Momento torc. attorno all'asse longitudinale [Nm]	0,0	442,8	1,0	1,8

Tali azioni, combinate mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5 del presente rapporto, forniscono i seguenti carichi totali:

⁵ I valori riportati sono stati calcolati mediante l'applicativo "Profili_v6", versione 7.6 del 21 gennaio 2008, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

	Azioni nel nodo più sollecitato, secondo le combinazioni sismiche con sisma Y * 1
Azione assiale N [N]	2622,3
Taglio lungo X [N]	473,1
Taglio lungo Z [N]	7545,0
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	13018,7
Momento flettente attorno all'asse Z [Nm]	429,5

Con i valori dei carichi relativi al sisma in Y e le caratteristiche del profilo si ottiene:

- σ data dalle reazioni assiali: 134,3 MPa;
- τ data dalle reazioni a taglio: 2,9 MPa;
- $\sigma_{\text{von Mises}}$: **134,4 MPa.**

Per la verifica secondo quanto riportato nel paragrafo 4.2.4.1.2 del rif [1], si ottiene:

$$134,4 \text{ MPa} < f_{yk}/\gamma_{M0} = 355/1,05 = 338 \text{ MPa} \rightarrow \text{Trave verificata}$$

11 RISULTATI DELLE VERIFICHE AI CARICHI DA CORTO CIRCUITO

Le verifiche ai carichi da corto circuito considerano:

- La carpenteria di sostegno (struttura tubolare e relative giunzioni saldate, trave UPN);
- I tirafondi.

Sono esclusi dalla verifica:

- L'apparecchiatura, che si presuppone già qualificata ai carichi normali ed eccezionali;
- La fondazione, per la quale viene redatto un rapporto a sé stante.

Il fenomeno, che è di tipo impulsivo, è considerato svolgersi con una celerità tale da non movimentare la dinamica della struttura e, conseguentemente, viene considerato solo staticamente, applicando una forza pari alla massima raggiunta nel transitorio.

Per informazioni di carattere generale riguardo ai criteri di verifica si veda il precedente cap. 10.

11.1 Sostegno tubolare verticale

11.1.1 Verifica delle sezioni più sollecitate secondo il metodo dello stato limite ultimo

11.1.1.1 Sezione d'estremità della struttura tubolare

La verifica della sezione di estremità della struttura tubolare è stata effettuata prendendo in considerazione tutti i nove portali, calcolando per ciascuno di essi le azioni interne alla base dei due sostegni e combinando tali azioni mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5 del presente rapporto.

Il calcolo ad elementi finiti ha evidenziato che il portale più caricato è il portale n. 5 (quello con appoggio fisso per le sbarre, vedi cap. 7).

Di seguito si riportano, per ogni azione elementare esterna ricavata dal modello numerico, le azioni interne alla base della struttura di supporto, derivanti dal calcolo eseguito.

	Azioni elementari esterne	
	Peso proprio	Corto circuito
Azione assiale N [N]	-6097,4	1171,3
Taglio lungo X [N]	0,0	0,0
Taglio lungo Y [N]	364,1	1030,9
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	-680,6	-4501,6
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	0,0	0,0

La sezione considerata è solo quella del tubo, senza considerare il contributo delle nervature.

Le azioni globali date dal carico di corto circuito risultano dalla combinazione delle azioni elementari effettuata mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5:

	Azioni alla base secondo la combinazione di corto circuito
Azione assiale N [N]	-7269
Taglio lungo X [N]	0
Taglio lungo Y [N]	1395
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	5182
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	0

Nel caso in esame la resistenza a taglio plastica $V_{c,Rd}$ ha il valore di 417922 N, mentre la massima forza di taglio vale, componendo vettorialmente le azioni risultanti lungo e attorno a X e Y, 1395 N, ossia meno dello 0,5% della resistenza plastica: non è quindi necessaria alcuna riduzione nelle combinazioni di momento e forza assiale.

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} = 77504 \text{ Nm}$$

$$M_{E,d} = 5182 \text{ Nm}$$

La sezione d'estremità della struttura tubolare risulta perciò verificata ($M_{E,d} < M_{N,Rd}$) alla condizione di corto circuito.

11.1.1.2 Giunzione tubo-piastra

Viene verificata la giunzione saldata tra tubo e piastra, realizzata mediante una saldatura d'angolo 5×5 mm (altezza di gola 3,54 mm) continua su tutta la circonferenza esterna del tubo.

I carichi sono quelli massimi relativi al sostegno tubolare 5:

- Momento flettente $M_{E,d}$: 5182 Nm;
- Azione assiale $N_{E,d}$: -7269 N;
- Forza di taglio $V_{E,d}$: 1395 N.

Nel caso in esame:

- $\sigma_{\perp} = N_{E,d} / A + M_{E,d} / W$: $7269/2433,6 + 5182 \times 1000 / 135519 = 41,23 \text{ MPa}$
- $(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)^{0,5} = V_{E,d} / A$: $1395/2433,6 = 0,57 \text{ MPa}$
- $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5}$: **41,24 MPa**
- $f_{tk} / \beta \gamma_{M2}$: 453,33 MPa

Poiché il valore corrispondente al primo membro della disuguaglianza da verificare è inferiore al valore di confronto $f_{tk} / \beta \gamma_{M2}$ la saldatura risulta verificata.

11.2 Tirafondi

Per i tirafondi vengono effettuate due verifiche:

- Verifica a rottura sulla parte filettata del tirafondo, soggetta a forze assiali e di taglio
- Verifica a sfilamento della parte annegata nel calcestruzzo della fondazione

11.2.1 Verifica a rottura

Per la verifica a corto circuito si impiegano le seguenti sollecitazioni:

- Azione assiale: -7269 N;
- Taglio lungo X: 0 N;
- Taglio lungo Y: 1395 N;
- Momento flettente attorno all'asse X: 5182 Nm;
- Momento flettente attorno all'asse Y: 0 Nm.

Essendoci n. 4 tirafondi M20 alla base, i valori massimi delle forze di reazione agenti su ogni singolo tirafondo saranno quelle sopra descritte divise per il numero totale dei tirafondi, mentre i momenti si scaricano con reazioni calcolate per ogni coppia di tirafondi (secondo l'asse in cui agisce il momento) uguali in modulo ed opposte in segno, in particolare nel tirafondi in cui tutte le azioni si sommano, si avrà:

Reazione per azione assiale:	$7269/4 = 1817 \text{ N};$
Reazione per taglio totale:	$1395/4 = 349 \text{ N};$
Reazione per momento flettente attorno all'asse X:	$5182 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 6478 \text{ N};$
Reazione per momento flettente attorno all'asse Y:	$0 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 0 \text{ N};$
Reazione verticale totale sul singolo tirafondo:	$1817 + 6478 + 0 = 8295 \text{ N}.$

I corrispondenti valori di von Mises (la sezione resistente è pari a 220 mm^2) sono rappresentati dai seguenti valori:

- σ data dalle reazioni assiali: $8295/220 = 37,70 \text{ MPa};$
- τ data dalle reazioni a taglio: $349/220 = 1,59 \text{ MPa};$
- $\sigma_{\text{von Mises}}:$ **37,80 MPa.**

Il confronto, sul valore del tirafondo, dà il seguente risultato:

$37,80 \text{ MPa} < 0,9 \times 540/1,25 = 389 \text{ MPa} \rightarrow \text{tirafondi verificati}$

11.2.2 Verifica a sfilamento

Il carico esterno massimo N è pari a 8295 N, vedasi resoconto delle forze agenti sui tirafondi del paragrafo precedente.

Il valore di confronto è $N_1 = 132360 \text{ N}$ (vedi par. 10.2.2), ampiamente superiore al valori sopra ottenuto dal calcolo eseguito per la combinazione del carico da corto circuito.

L'aderenza **quindi è verificata.**

11.3 Trave di collegamento UPN 100

La verifica della trave orizzontale è stata effettuata prendendo in considerazione tutti i nove portali, calcolando per ciascuno di essi le azioni interne nel nodo più sollecitato della trave e combinando tali azioni mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5 del presente rapporto.

L'analisi effettuata ha evidenziato che il portale più sollecitato è il portale n. 6, sul nodo in corrispondenza della fase centrale. I relativi massimi valori di forze assiali e momenti sono riportati nella tabella seguente.

	Azioni elementari esterne	
	Peso proprio	Corto circuito
Azione assiale N [N]	-364,8	-6730,9
Taglio lungo X [N]	0,0	0,0
Taglio lungo Z [N]	1200,4	1171,3
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	-1668,9	-5298,6
Momento flettente attorno all'asse Z [Nm]	0,0	-0,2

Tali azioni, combinate mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5 del presente rapporto, forniscono i seguenti carichi totali:

	Azioni alla base secondo la combinazione di corto circuito
Azione assiale N [N]	7096
Taglio lungo X [N]	0
Taglio lungo Y [N]	2372
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	6968
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	0

Tenendo conto delle caratteristiche del profilo UPN utilizzato (riportate al precedente paragrafo 10.3), si ottiene:

- σ data dalle reazioni assiali: 73,7 MPa;
- τ data dalle reazioni a taglio: 0,9 MPa;
- $\sigma_{\text{von Mises}}$: **73,7 MPa.**

Per la verifica secondo quanto riportato nel paragrafo 4.2.4.1.2 del rif [1], si ottiene:

$$73,7 \text{ MPa} < f_{yk}/\gamma_{M0} = 355/1,05 = 338 \text{ MPa} \rightarrow \text{Trave verificata}$$

12 RISULTATI DELLE VERIFICHE SLU

Le verifiche SLU considerano:

- La carpenteria di sostegno (struttura tubolare e relative giunzioni saldate, trave UPN);
- I tirafondi.

Sono esclusi dalla verifica:

- L'apparecchiatura, che si presuppone già qualificata ai carichi normali ed eccezionali;
- La fondazione, per la quale viene redatto un rapporto a sé stante.

Per informazioni di carattere generale riguardo ai criteri di verifica si veda il precedente cap. 10.

12.1 Sostegno tubolare verticale

12.1.1 Sezione d'estremità della struttura tubolare

La verifica della sezione di estremità della struttura tubolare è stata effettuata prendendo in considerazione tutti i nove portali, calcolando per ciascuno di essi le azioni interne alla base dei due sostegni e combinando tali azioni mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5 del presente rapporto.

L'analisi così effettuata ha evidenziato che i portali più sollecitati sono il portale n. 2 e il n. 8 (vedi cap. 7), e le combinazioni più gravose corrispondono a quelle identificate come SLU_5 e SLU_6 nella tabella del Cap. 5: $1,3 \times \text{Peso proprio} + 0,9 \times \text{Vento X} + 1,5 \times \text{Vento Y}$ ⁶.

Di seguito si riportano, per ognuna delle azioni elementari esterne coinvolte, le azioni interne alla base del sostegno tubolare più sollecitato.

	Peso proprio	Vento X	Vento Y
Azione assiale N [N]	-6189	0	7057
Taglio lungo X [N]	0	4187	14
Taglio lungo Y [N]	-372	0	7284
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	695	0	-25177
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	0	16346	84
Momento torcente attorno all'asse verticale [Nm]	0	-40	60

Tali azioni forniscono i seguenti carichi totali:

	Azioni alla base secondo la combinazione SLU_5 e SLU_6
Azione assiale N [N]	-18631
Taglio lungo X [N]	3789
Taglio lungo Y [N]	11410
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	38669
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	14837

Nel caso in esame, la resistenza a taglio plastica $V_{c,Rd}$ ha il valore di 417922 N, mentre la massima forza di taglio vale, componendo vettorialmente le azioni risultanti lungo e attorno a X e Y, 12022 N, ossia meno del 3% della resistenza plastica: non è quindi necessaria alcuna riduzione nelle combinazioni di momento e forza assiale.

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} = 77504 \text{ Nm}$$

$$M_{E,d} = 41418 \text{ Nm}$$

La sezione d'estremità della struttura tubolare risulta perciò verificata ($M_{E,d} < M_{N,Rd}$) alla condizione di carico SLU.

⁶ Per il portale sbarre, i carichi "tiro semplice", "tiro composto" e "montaggio" sono pari a 0 (zero) e quindi le due combinazioni SLU_5 e SLU_6 si semplificano fino a coincidere.

12.1.1.1 Giunzione tubo-piastra

Viene verificata la giunzione saldata tra tubo e piastra, realizzata mediante una saldatura d'angolo 5×5 mm (altezza di gola 3,54 mm) continua su tutta la circonferenza esterna del tubo.

I carichi sono quelli indicati in precedenza:

- Momento flettente $M_{E,d}$: 41418 Nm;
- Azione assiale $N_{E,d}$: 18631 N;
- Forza di taglio $V_{E,d}$: 12022 N.

Nel caso in esame:

- $\sigma_{\perp} = N_{E,d}/A + M_{E,d}/W$: $18631/2433,6 + 41418 \times 1000/135519 = \mathbf{313,28}$ MPa
- $(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = V_{E,d}/A$: $10791/2433,6 = \mathbf{4,94}$ MPa
- $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5}$: $\mathbf{313,40}$ MPa
- $f_{tk} / \beta\gamma_{M2}$: 453,33 MPa

Poiché il valore corrispondente al primo membro della disuguaglianza da verificare è inferiore al valore di confronto $f_{tk} / \beta\gamma_{M2}$ la saldatura risulta verificata.

12.2 Tirafondi

Per i tirafondi vengono effettuate due verifiche:

- Verifica a rottura sulla parte filettata del tirafondo, soggetta a forze assiali e di taglio
- Verifica a sfilamento della parte annegata nel calcestruzzo della fondazione

12.2.1 Verifica a rottura

Per la verifica si impiegano le seguenti sollecitazioni:

- Azione assiale: -18631 N;
- Taglio lungo X: 3789 N;
- Taglio lungo Y: 11410 N;
- Momento flettente attorno all'asse X: 38669 Nm;
- Momento flettente attorno all'asse Y: 14837 Nm.

Essendoci n. 4 tirafondi M20 alla base, i valori massimi delle forze di reazione agenti su ogni singolo tirafondo saranno quelle sopra descritte divise per il numero totale dei tirafondi, mentre i momenti si scaricano con reazioni calcolate per ogni coppia di tirafondi (secondo l'asse in cui agisce il momento) uguali in modulo ed opposte in segno, in particolare nel tirafondi in cui tutte le azioni si sommano, si avrà:

- Reazione per azione assiale: $18631/4 = 4658$ N;
- Reazione per taglio totale: $12022/4 = 3006$ N;
- Reazione per momento flettente attorno all'asse X: $38669 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 48336$ N;
- Reazione per momento flettente attorno all'asse Y: $14837 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 18547$ N;
- Reazione verticale totale sul singolo tirafondo: $4658 + 48336 + 18547 = 71541$ N.

Il corrispondente valore di von Mises (la sezione resistente è pari a 220 mm^2) è rappresentata dai seguenti valori:

- σ data dalle reazioni assiali: $\mathbf{325,19}$ MPa;
- τ data dalle reazioni a taglio: $\mathbf{13,66}$ MPa;
- $\sigma_{\text{von Mises}}$: $\mathbf{326,05}$ MPa.

Il confronto, sul valore del tirafondo, dà il seguente risultato:

$$326,05 \text{ MPa} < 0,9 \times 540/1,25 = 389 \text{ MPa} \rightarrow \text{tirafondi verificati}$$

12.2.2 Verifica a sfilamento

Il carico esterno massimo N è pari a 71541 N, vedasi resoconto delle forze agenti sui tirafondi del paragrafo precedente.

Il valore di confronto è $N_1 = 132360 \text{ N}$ (vedi par. 10.2.2), ampiamente superiore al valori sopra ottenuto dal calcolo eseguito per la combinazione del carico da corto circuito.

L'aderenza **quindi è verificata.**

12.3 Trave di collegamento UPN 100

La verifica della trave orizzontale è stata effettuata prendendo in considerazione tutti i nove portali, calcolando per ciascuno di essi le azioni interne nel nodo più sollecitato della trave e combinando tali azioni mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5 del presente rapporto.

L'analisi effettuata ha evidenziato che il portale più sollecitato è il portale n. 8. I relativi massimi valori di forze assiali e momenti sono riportati nella tabella seguente.

	Azioni elementari esterne		
	Peso proprio	Vento X	Vento Y
Azione assiale N [N]	-372,0	0,1	-1456,9
Taglio lungo X [N]	0,0	899,6	14,4
Taglio lungo Z [N]	1664,5	0,0	7057,2
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	-1478,5	0,0	13299,7
Momento flettente attorno all'asse Z [Nm]	-1,1	48,5	-7,9

Tali azioni, combinate mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 5 del presente rapporto, forniscono i seguenti carichi totali:

	Azioni alla base secondo la combinazione SLU_5 e SLU_6
Azione assiale N [N]	2669
Taglio lungo X [N]	831
Taglio lungo Z [N]	12750
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	21872
Momento flettente attorno all'asse Z [Nm]	57

Tenendo conto delle caratteristiche del profilo UPN utilizzato (riportate al precedente paragrafo 10.3), si ottiene:

- σ data dalle reazioni assiali: 224,3 MPa;
- τ data dalle reazioni a taglio: 4,7 MPa;
- $\sigma_{\text{von Mises}}$: **224,4 MPa.**

Per la verifica secondo quanto riportato nel paragrafo 4.2.4.1.2 del rif [1], si ottiene:

$$224,4 \text{ MPa} < f_{yk}/\gamma_{M0} = 355/1,05 = 338 \text{ MPa} \rightarrow \text{Trave verificata.}$$

13 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni 14/01/2008
- [2] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.
- [3] CEI 11-4 – 1998: “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [4] UNI ENV 1993-1-1 Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali – Regole generali e regole per gli edifici, Maggio 2004
- [5] D.M. 21.03.1998 di cui alla legge N. 339 del 28.06.1986 Norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e l'esercizio delle linee elettriche aeree esterne
- [6] CNR UNI 10011-1997 Costruzioni in acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.
- [7] European Standard EN50341-1 Overhead electrical lines exceeding AC 45 kV. Part 1: General requirements – Common specifications, October 2001
- [8] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, IV Sezione Norme applicabili alla costruzione di linee elettriche aeree esterne. Pareri del Consiglio Superiore LL.PP. 4^a Sezione, n. 261 del 25/06/1998, n. 285 del 16/07/1998 e n. 174 del 23/04/1998, Adunanza del 17/12/1998, N. protocollo 457/98
- [9] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviata via mail in data 11/04/2008.
- [10] CEI 11-1 1999 Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata.
- [11] CEI EN 62271-2 Apparecchiature ad alta tensione. Parte 2: Qualificazione sismica per tensioni nominali uguali o superiori a 72,5 kV, Edizione I, marzo 2004
- [12] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005
- [13] CEI EN 50341-2 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 2: Indice degli aspetti normativi nazionali, Edizione VI, luglio 2005
- [14] CEI EN 50341-3 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 3: Raccolta degli aspetti normativi nazionali, Edizione VI, luglio 2005
- [15] CESI A5053657 Valutazione dei carichi meccanici agenti sulle strutture e sui componenti delle stazioni AT – Scheda SVT 09 Rev. 0 CAR-STA, dicembre 2005
- [16] CESI A5057038 Valutazione dei carichi meccanici agenti sulle strutture e sui componenti delle stazioni AT – Carichi da sisma - Scheda SVT 09 Rev. 0 CAR-STA, dicembre 2005
- [17] Clough R.W., Penzien J. Dynamics of Structures, McGraw-Hill Book Co., New York, 1975
- [18] UNI ENV 1992-1-1 Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici, gennaio 1993
- [19] G. Ballio, F.M. Mazzolani Strutture in acciaio, ISEDI, settembre 1982
- [20] The Mechanical Effects of Short-Circuit Currents in Open Air Substations (Part II). A companion book of the CIGRE brochure 105
- [21] UNI ENV 1997-1 Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali, aprile 1997
- [22] TERNA Stazioni elettriche a 132-150 kV. Sostegno per portale sbarre – S5107/1 e S5107/2, rispettivamente disegni P502/D51 e P502/D61, Rev. 01 del 30 giugno 2008.
- [23] TERNA Stazioni elettriche AT. Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/20, disegno P001/D17, Rev. 00, 31 luglio 2007

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di verifica del sostegno

Questo sostegno è adeguato per:

- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - categoria topografica T1
 - $a_g \leq 0,62 \text{ g}$
 - $F_o = 2,33$
 - $T_C^* = 0,55$
 - accelerazione spettrale massima:
 - orizzontale $\leq 0,742 \text{ g}$ – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale $\leq 1,066 \text{ g}$ – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore dell'elemento di interfaccia POS. 2 di [22]) $\leq 75 \text{ kgm}$
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq 40 \text{ kA}$
 - carico da corto tale che:
 $F_{CC} \leq 5690 \text{ N}$ dove
 - F_{CC} : forza massima orizzontale di corto circuito.