

Cliente TERNA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO
ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica dei portali attraversamento strada lato 380 kV e lato 132-150 kV

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

Note Rev. 00 – Lettera A9012714

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

N. pagine 33

N. pagine fuori testo -

Data 30 aprile 2009

Elaborato SRC - Bergamo Giulia

A8028638 114975 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

A8028638 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

A8028638 777241 APP



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.....	7
4	METODOLOGIA DI CALCOLO	7
4.1	La verifica strutturale	7
5	CONDIZIONI DI CARICO	7
6	DEFINIZIONE DEI CARICHI.....	8
6.1	Condizione di carico da vento	8
6.2	Condizione di carico sismica.....	9
6.2.1	Spettro di risposta elastico.....	9
6.2.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	11
6.2.3	Fattore di struttura	11
6.2.4	Spettri impiegati nella verifica	11
6.2.5	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	13
6.2.6	Definizione dei carichi simultanei al sisma.....	13
6.2.7	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	13
6.3	Condizione di carico da corto circuito.....	13
6.3.1	Definizione del carico da corto circuito	13
6.3.2	Definizione dei carichi simultanei al corto circuito, diversi dal sisma.....	14
6.3.3	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	14
7	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	14
7.1	Generalità	14
7.2	Codici di calcolo.....	14
7.3	Criteri di Modellazione	14
7.4	Modellazione dei collegamenti.....	14
7.5	Definizione dei criteri di analisi	15
8	RISULTATI DELLE VERIFICHE SLE.....	15
8.1	Verifica degli spostamenti verticali.....	15
8.2	Verifica degli spostamenti laterali.....	16
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	17

9.6.1	Condizioni di carico sismico	17
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	20
10.2.1	Verifica a rottura	20
10.2.2	Verifica a sfilamento	21
10.3	Trave di collegamento UPN 160 del portale lato 132-150 kV	22
10.4	Trave di collegamento L55x5 del portale lato 380 kV	22
11	RISULTATI DELLE VERIFICHE AI CARICHI DA CORTO CIRCUITO	22
11.1	Sostegno tubolare verticale	23
11.1.1	Verifica delle sezioni più sollecitate secondo il metodo dello stato limite ultimo	23
11.2	Tirafondi	24
11.2.1	Verifica a rottura	24
11.2.2	Verifica a sfilamento	24
11.3	Trave di collegamento UPN 160 del portale lato 132-150 kV	24
11.4	Trave di collegamento L55x5 del portale lato 380 kV	25
12	RISULTATI DELLE VERIFICHE SLU	25
12.1	Sostegno tubolare verticale	25
12.1.1	Sezione d'estremità della struttura tubolare	25
12.2	Tirafondi	26
12.2.1	Verifica a rottura	26
12.2.2	Verifica a sfilamento	27
12.3	Trave di collegamento UPN 160 del portale lato 132-150 kV	27
12.4	Trave di collegamento L55x5 del portale lato 380 kV	28
13	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	30
APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo		32

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	30/04/09	A8028638	Prima emissione

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 dei portali di attraversamento strada della sezione 380 kV. Il presente rapporto illustra l'accoppiamento tra portale lato 380 kV e lato 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:

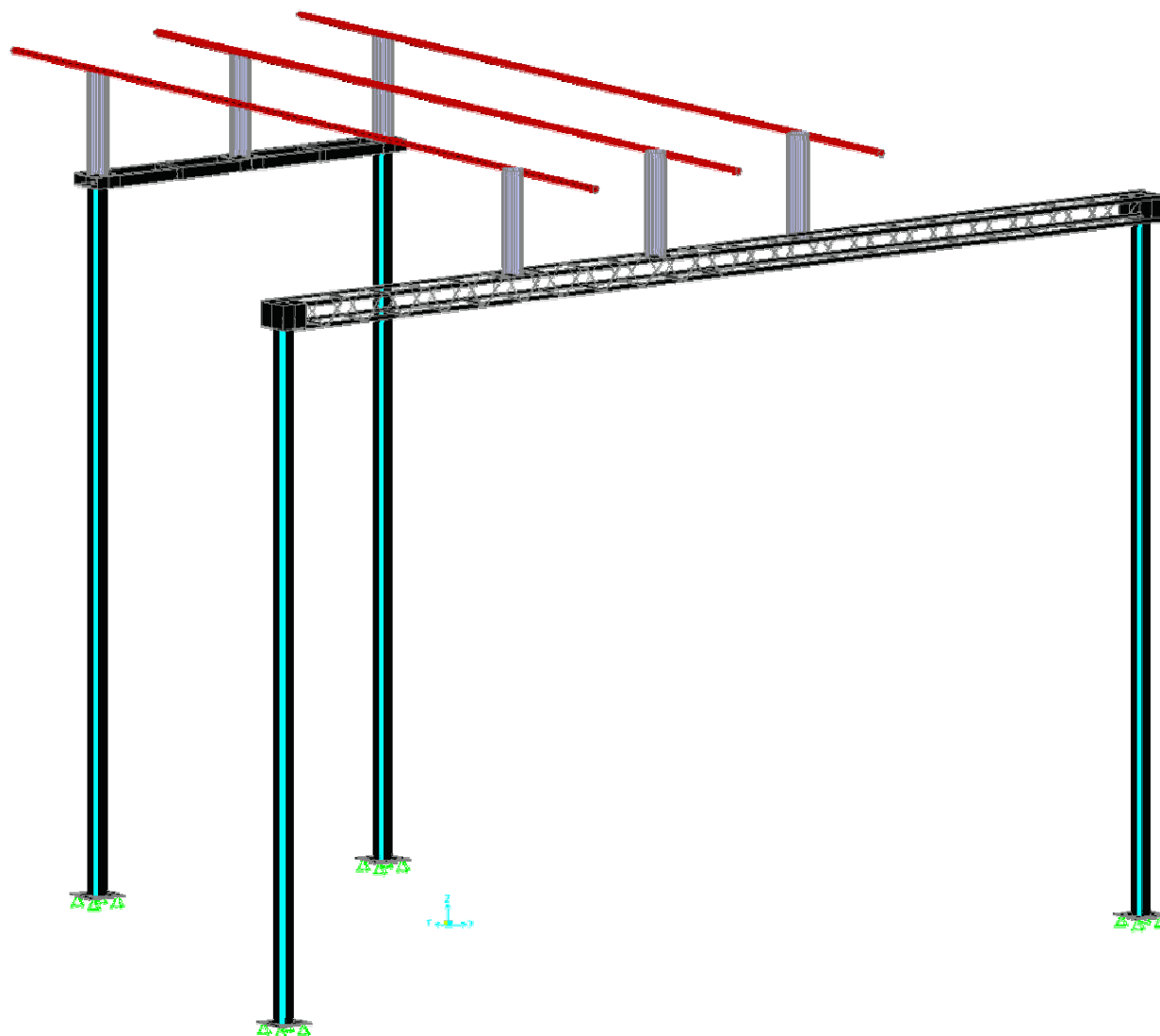
- Condizione di carico sismica;
- Condizione di carico da corto circuito.

3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE, PONDERALI E FISICHE DELLA CARPENTERIA

3.1 Caratteristiche principali delle apparecchiature

I parametri essenziali dei portali modellati sono descritti nei riferimenti [22] e [23] (i dati geometrici e ponderali includono i supporti metallici, gli isolatori in porcellana e le sbarre d'alluminio dell'insieme modellato). Il collegamento tra i portali è costituito da tre tubi rigidi (sbarre) in lega d'alluminio Ø100/80 montati su isolatori in porcellana del tipo J1001/5.

La figura sotto riportata mostra il modello costruito i dati sopra descritti, con il programma SAP 2000 v. 12.0.0.



Le carpenterie di supporto dei portali attraversamento strada lato 380 kV (rif. [22]) e lato 132-150 kV (rif. [23]) sono costituite da due tubi metallici sostenenti una traversa. I tubi sono in Fe510B e hanno diametro esterno di 273 mm, con spessore delle pareti pari a 6,3 mm e lunghezza di 10008 mm per il portale lato 380 kV e di 10198 mm per il portale lato 132-150 kV. Ogni singolo tubo è provvisto di due flange d'estremità dello spessore di 25 mm per la piastra di base e 14 mm per quella superiore, saldate d'angolo alle pareti del tubo stesso. Il collegamento tra piastra di base (550 × 550 mm) e tubo è rinforzato dalla presenza di quattro coppie di nervature di forma triangolare, di dimensioni 190 × 190 mm sp. 10 mm, mentre la piastra di testa (500 × 400 mm) è provvista di quattro nervature triangolari di dimensioni 150 × 100 mm sp. 10 mm.

Per il portale lato 380 kV, le traverse sono costituite da n. 8 profilati L55x5, di lunghezza 7685 mm, collegati tra loro da calastrelli, piastre e un profilo Ø 12 mm piegato. L'elemento così costruito è collegato mediante n. 8 bulloni M16 alle piastre di testa dei tubi metallici ed è provvisto di tre + tre piastre, di dimensioni 500 × 400 mm sp. 14 mm, poste con un interasse di 2500 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 430 mm, sulle ali superiori dei profilati.

Per il portale lato 132-150 kV, le traverse sono costituite da una coppia di profilati UPN160 UNI 5680, di lunghezza 5400 mm, collegati tra loro da calastrelli e piastre. Ciascuna traversa è collegata mediante n. 4 bulloni M16 alle piastre di testa dei tubi metallici ed è provvista di tre + tre piastre, di dimensioni 500 × 400 mm sp. 14 mm, poste con un interasse di 2500 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 430 mm, sulle ali superiori dei profilati.

La massa complessiva della carpenteria relativa al disegno [22] è pari a 1657 kg, compresa la zincatura valutata al 3% del peso, mentre la massa complessiva della carpenteria relativa al disegno [23] è pari a 1380 kg, compresa la zincatura valutata al 3% del peso. Oltre ai tubi, anche le altre parti descritte sono in Fe510B.

Sulla piastra di base di tutti i tubi, sono presenti quattro fori Ø33 mm disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione di tirafondi M30 ([24]).

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]).

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 che in questo caso viene considerato come peso del cavo collegato al portale;
- Carichi durante il montaggio (vedi par. 3.2.2 del rif. [10]);
- Condizione di carico da vento;
- 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:

TABLE: Combination Definitions										
ComboName	ComboType	CaseName								
		DEAD	Tiro	Montaggio	Vento X	Vento Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto
SLE_1	SRSS	1	1	0,9						
SLE_2	SRSS	1	1	0,8	0,2					
SLE_3	SRSS	1	1	0,8		0,2				
SLU_1	SRSS	1,3	1,5	1,5	0,9	0,9				
SLU_2	SRSS	1,3	1,5	1,5	1,5	0,9				
SLU_3	SRSS	1,3	1,5	1,5	0,9	1,5				
Sismica_X	SRSS	1	1				1	0,3	0,3	
Sismica_Y	SRSS	1	1				0,3	1	0,3	
Sismica_Z	SRSS	1	1				0,3	0,3	1	
Corto circuito	SRSS	1								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 10 m con categoria di esposizione III. Quindi $c_e = 2,138$.
- 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:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad \Rightarrow \quad \begin{aligned} p &= 1440 \times 2,138 \times 1,0 \times 1 = \mathbf{3078,4 \text{ N/m}^2} \text{ (sup. piane)} \\ \text{oppure } p &= 1440 \times 2,138 \times 0,7 \times 1 = \mathbf{2154,9 \text{ N/m}^2} \text{ (sup. cilindriche)} \end{aligned}$$

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

6.2 Condizione di carico sismica

6.2.1 Spettro di risposta elastico

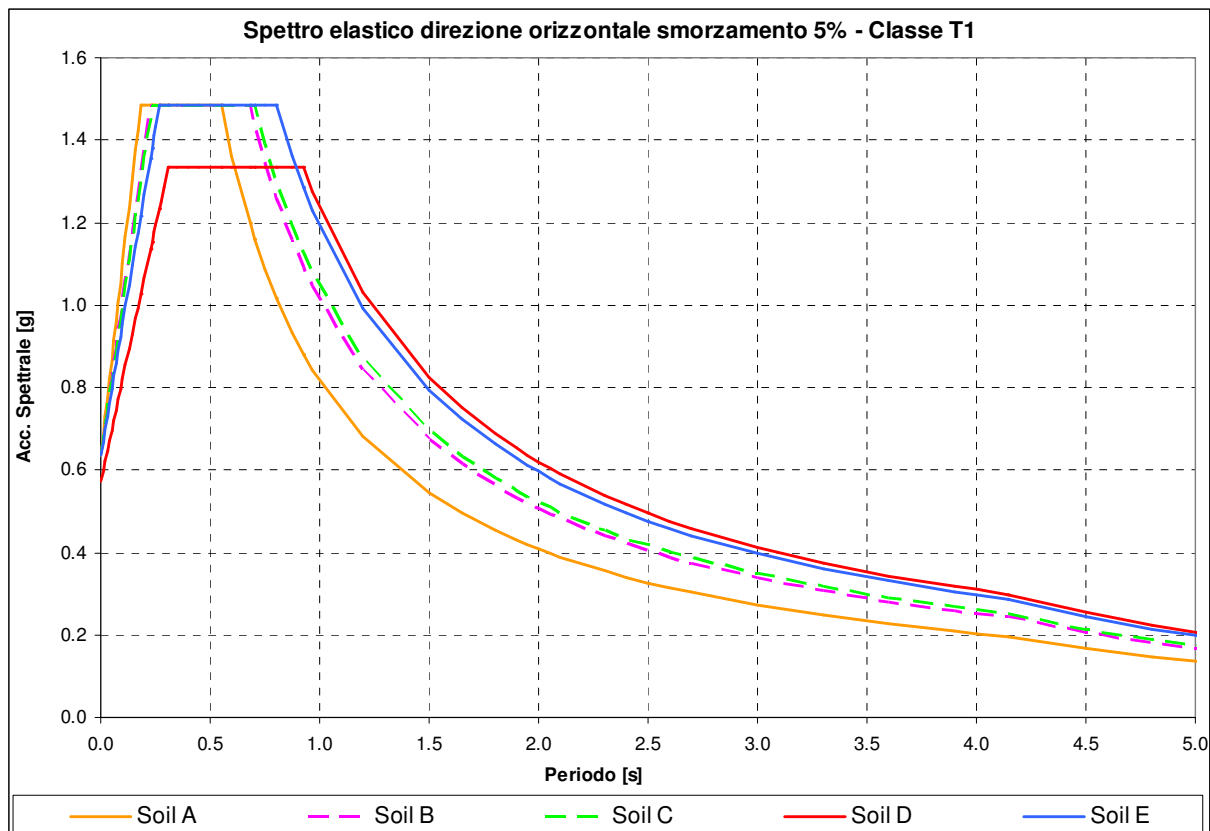
La normativa sismica (rif. [1]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici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

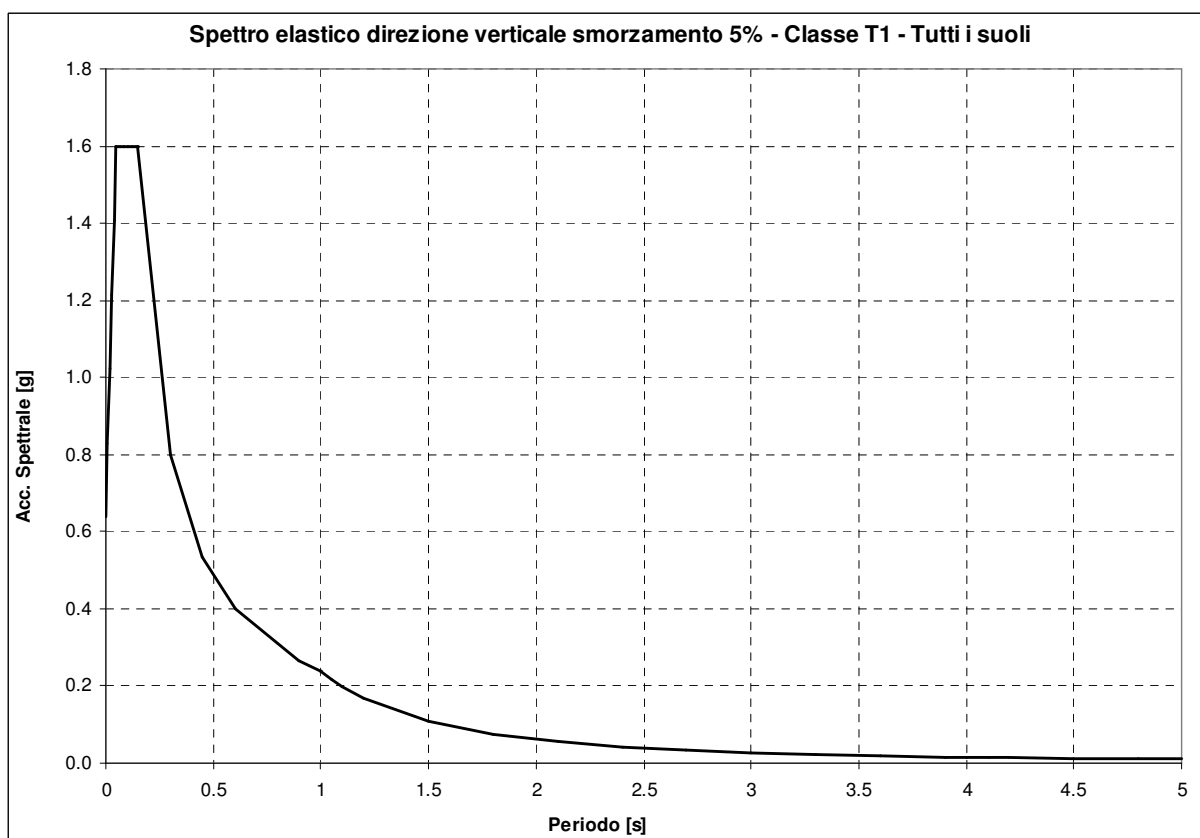
Quindi, nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno pari a 2475¹ anni valutati nei due punti griglia a più alto valore di a_g che sono individuati nel modo seguente (i due punti sotto descritti si trovano in Sicilia nella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

$$q = 2$$

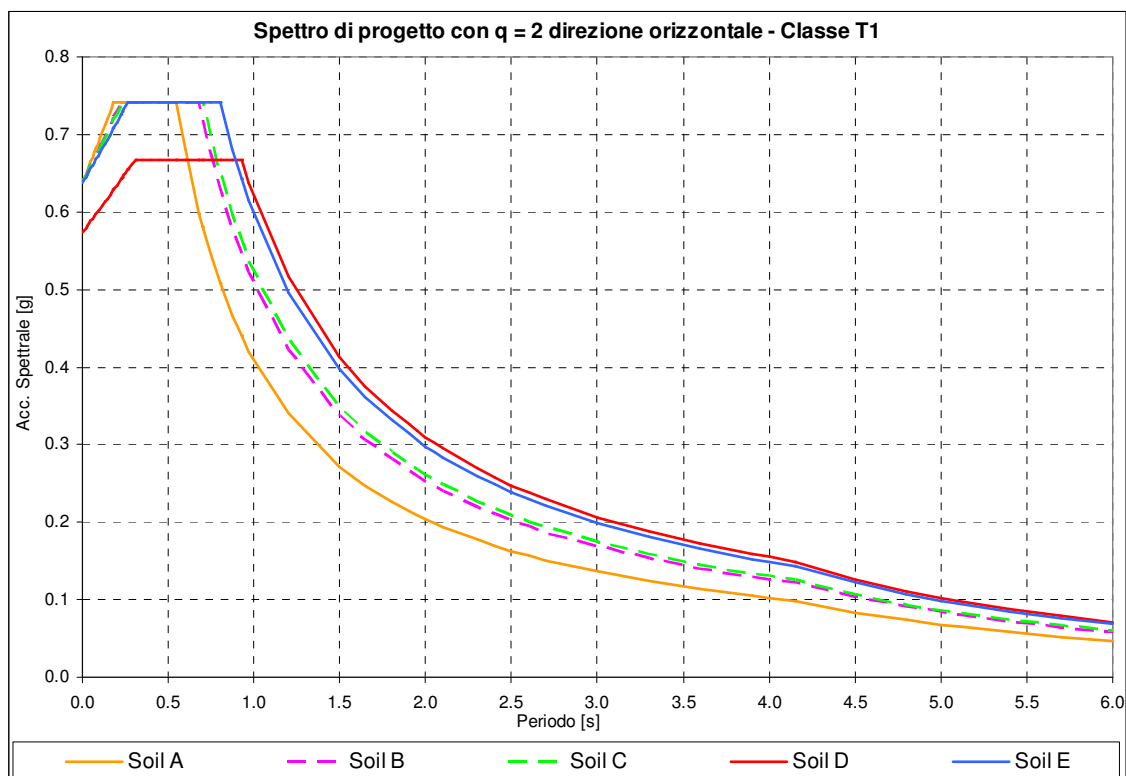
6.2.3.2 Componente verticale

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

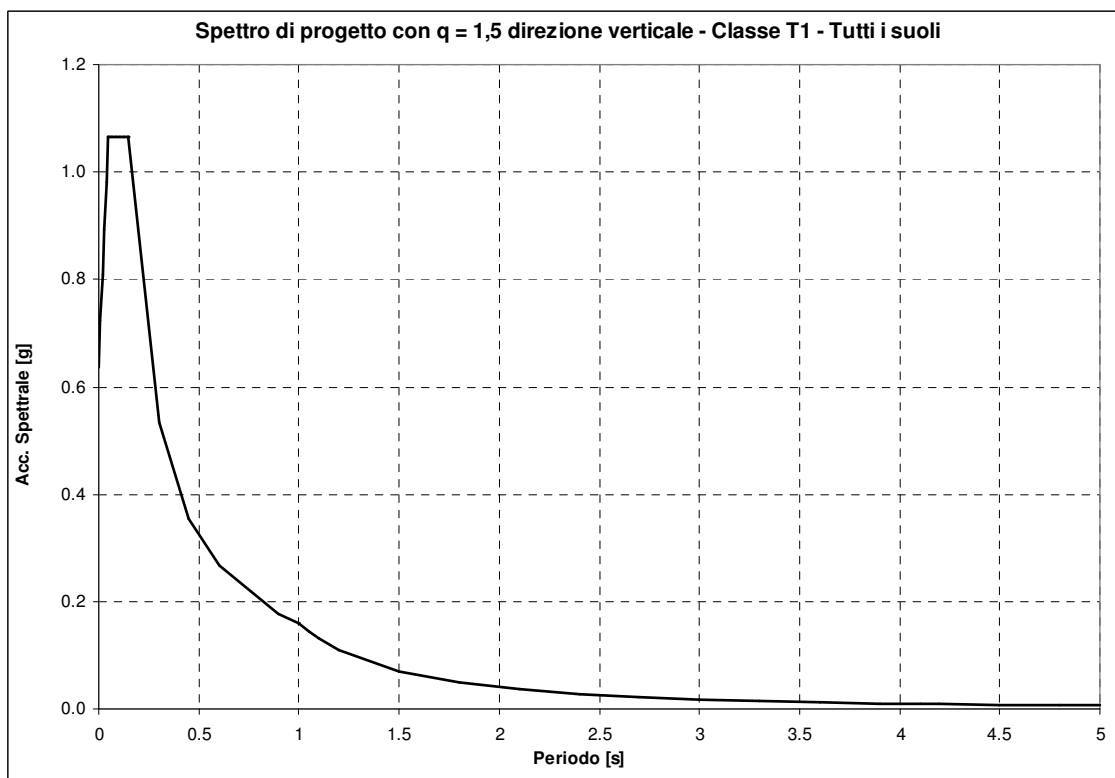
6.2.4.1 Componenti orizzontali

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)

Per la valutazione del carico di linea si è considerato un conduttore a corda di alluminio Ø 36 mm (vedi rif. [25]). Il peso del conduttore è pari a 2,118 daN/m e sono stati attribuiti circa 6 m di cavo appesi che corrispondono ad un tiro pari a 138 daN applicato in direzione Z (verticale), al termine di ciascuna delle tre sbarre.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature (trasformatore) sono di tipo flessibile in corda d'alluminio ed hanno generato il valore del tiro di linea sopra citato.

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 due tipi diversi di fenomeno associati all'esplicarsi del corto circuito. Le due tipologie di sollecitazione presentano dinamiche diverse e, a rigore, non sovrapponibili tuttavia, ai fini del dimensionamento e, a chiaro vantaggio della sicurezza, esso sono state trattate come contemporanee.

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.

I carichi indicati nella tabella sotto riportata sono applicati in due punti diversi del modello, il carico data da cavo flessibile è applicato alle due estremità delle due sbarre alte esterne, mentre il carico barra bassa è applicato nei nodi incrocio isolatore sbarra, sempre delle due sbarre esterne.

Apparecchiatura	C1050/2 sbarra bassa 150 kV [N] X	Carico dato da cavo flessibile [N]	
		X	Z
Portale lato 380 kV accoppiato a portale lato 132-150 kV	1680	2890	3650

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.

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 STRUTTURALI

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 SAP 2000 v. 12.0.0.

7.3 Criteri di Modellazione

Per il portale lato 380 kV, i collegamenti tra isolatori in porcellana e sbarre in alluminio sono stati realizzati con in maniera tale che sono stati svincolati i gradi di libertà: rotazione attorno a X e Z e traslazione in Y, come da disegno [27].

Per il portale lato 132-150 kV, i collegamenti tra isolatori in porcellana e sbarre in alluminio sono stati realizzati con in maniera tale che è stata svincolata la rotazione attorno a X, come da disegno [26].

Si sono modellati le strutture di supporto, insieme con gli isolatori, il sistema sbarre i profili ad L 55x5 e UPN160 ed il tubo Ø 12 di collegamento tra i profili L55x5, mediante elementi di tipo “frame”; le caratteristiche geometriche e ponderali dei supporti sono quelle indicate rispettivamente in [22] e [23]. Piastre e calastrelli presenti alle due estremità del tubo e sulle traverse sono state rappresentate come elementi “shell” con i rispettivi spessori.

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].

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 X – UPN160 e L55x5) posizionate al di sopra dei 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 quattro 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 le combinazioni di carico inserite nel programma SAP 2000 v. 12.0.0 con i coefficienti indicati nella tabella del capitolo 5, per le traverse UPN160 e L 55x5, sono i seguenti:

	Spostamenti massimi nelle travi UPN 160 [mm]	Spostamenti massimi nelle travi L 55x5 [mm]
SLE_1	0,0205	28,39
SLE_2	0,0244	28,57
SLE_3	0,0148	27,85

La combinazione SLE che produce il valore di confronto $\delta_{\max}$ più elevato per le due tipologie di travi analizzate è SLE_2 su entrambe le tipologie di travi.

La distanza tra due punti in cui è stato valutato lo spostamento ottenuto è di 5400 mm per le travi UPN160, mentre di 15400 mm per le travi L55x5, quindi il parametro $\delta_{\max}$ per la verifica è, rispettivamente:

$$\delta_{\max} = 0,0244/5400 = 4,52 \times 10^{-6}$$

$$\text{da confrontare con: } 1/200 = 5 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{\max} = 28,57/15400 = 1,86 \times 10^{-3}$$

$$\text{da confrontare con: } 1/200 = 5 \times 10^{-3}$$

Poiché $\delta_{\max}$ è inferiore al parametro di confronto, per entrambe le tipologie di trave, 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]
SLE_1	1,381	50,797
SLE_2	42,474	45,225
SLE_3	1,380	65,613

La combinazione SLE_3 risulta essere la più gravosa nella direzione Y. Il supporto che subisce lo spostamento maggiore appartiene al portale lato 132-150 kV, quindi l'altezza da considerare è pari a 10198 mm, di conseguenza si ha:

$$\delta / h = 65,613 / 10198 = 6,43 \cdot 10^{-3} \quad \text{da confrontare con: } 1/150 = 6,67 \times 10^{-3}$$

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 SAP 2000 v.12.0.0..

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 sismico è stato eseguito con una statica equivalente dove è stato applicato il valore del plateau per le componenti orizzontali e il valore dello ZPA per la componente verticale.

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, travi ad L);
- 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 membrane, 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:

$$V_{c,Rd} = \frac{3360 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 655952 \text{ N}$$

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 e quattro i tubi presenti, 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 lato 380 kV e la combinazione più gravosa si identifica con la combinazione sismica in cui la componente in direzione Y (direzione della linea) è stata presa con fattore 1.

Di seguito si riportano le azioni interne alla base del sostegno tubolare più caricato del portale citato, così come ricavate dal modello costruito con SAP 2000.

Azioni alla base secondo le combinazioni sismiche con sisma Y * 1	
Azione assiale N [N]	10491
Taglio lungo X [N]	7011
Taglio lungo Y [N]	2155
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	16053
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	54931

Nel caso in esame, la resistenza a taglio plastica $V_{c,Rd}$ ha il valore di 655952 N, mentre la massima forza di taglio vale, componendo vettorialmente le azioni risultanti lungo e attorno a X e Y, 7335 N, ossia circa l'1% della resistenza plastica: non è quindi necessaria alcuna riduzione nelle combinazioni di momento e forza assiale.

² Nel caso in esame $A = 5279 \text{ mm}^2$, $A_v = 3360 \text{ mm}^2$

³ $W_{pl} = 4/3 \times (R^3 - r^3) = 386745 \text{ mm}^3$, in cui $R = 273/2 = 136,5 \text{ mm}$, $r = 131,1 \text{ mm}$

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} = 151533 \text{ Nm}$$

$$M_{E,d} = 57229 \text{ Nm}$$

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 $3,54 \text{ mm}$) 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 disuguaglianza:

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

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 $A = 3032,3 \text{ mm}^2$
- Momento d'inerzia $J = 2,94 \times 10^7 \text{ mm}^4$
- Modulo di resistenza elastico $W_{el} = 209701 \text{ mm}^3$
- $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ (Fe510)
- $\gamma_{M2} = 1,25$ vedi sopra

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

- Momento flettente $M_{E,d}$: 57229 Nm;
- Azione assiale $N_{E,d}$: 10491 N;
- Forza di taglio $V_{E,d}$: 7335 N.

Nel caso in esame:

- $\sigma_{\perp} = N_{E,d} / A + M_{E,d} / W$: $10491/3032,3 + 57229 \times 1000 / 209701 = 276,37 \text{ MPa}$
- $(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)^{0,5} = V_{E,d} / A$: $7335/3032,3 = 2,42 \text{ MPa}$
- $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5}$: **276,40 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.

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: 10491 N;
- Taglio lungo X: 7011 N;
- Taglio lungo Y: 2155 N;
- Momento flettente attorno all'asse X: 16053 Nm;
- Momento flettente attorno all'asse Y: 54931 Nm.

I carichi sopra descritti sono quelli relativi alla combinazione più gravosa (sismica con sisma in direzione Y fattorizzato a 1). Essendoci n. 4 tirafondi M30 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 tirafondo in cui tutte le azioni si sommano, si avrà:

Reazione per azione assiale:	$10491/4 = 2623 \text{ N};$
Reazione per taglio totale:	$7335/4 = 1834 \text{ N};$
Reazione per momento flettente attorno all'asse X:	$16053 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 20066 \text{ N};$
Reazione per momento flettente attorno all'asse Y:	$54931 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 68664 \text{ N};$
Reazione verticale totale sul singolo tirafondo:	$2623 + 20066 + 68664 = 91353 \text{ N}.$

Il corrispondente valore di von Mises (la sezione resistente è pari a 561 mm^2) è rappresentata dai seguenti valori:

- σ data dalle reazioni assiali: $91353/561 = \mathbf{162,84 \text{ MPa}};$
- τ data dalle reazioni a taglio: $1834/561 = \mathbf{3,27 \text{ MPa}};$
- $\sigma_{\text{von Mises}}:$ $\mathbf{162,94 \text{ MPa}}.$

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:

$$162,94 \text{ MPa} < 0,9 \times 540/1,25 = 389 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\underline{\text{tirafondi verificati}}}$$

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:

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 $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$ e $(132 - \varnothing)/100$ per $\varnothing > 32 \text{ mm}$

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

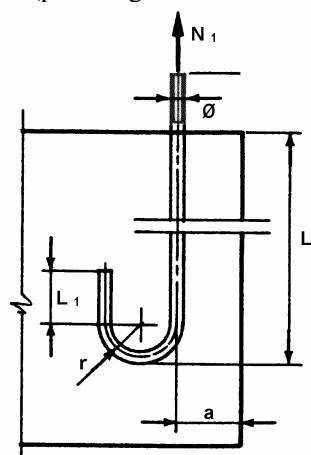
con $f_{ctk,0.05} = 1,8$ per R250 (vedi prospetto 3.1 del rif. [18]), $\alpha_{ct} = 1$ e il coefficiente di sicurezza $\gamma_c = 1,5$.

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:

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

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

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



$$L = 720 \text{ mm}$$

$$L_1 = 50 \text{ mm}$$

$$r = 210 \text{ mm}$$

$$\varnothing = 30 \text{ mm}$$

$$a = 100 \text{ mm}$$

$$\text{da cui } N_1 = \frac{1,89}{(1 + 30/100)^2} 30 \cdot \pi \cdot (720 + 6,4 \cdot 210 + 3,5 \cdot 50) = 235994 \text{ N}$$

Il carico esterno massimo N è pari a 91353 N. L'aderenza **quindi è verificata.**

10.3 Trave di collegamento UPN 160 del portale lato 132-150 kV

La trave è stata modellata ed i valori dei carichi massimi ottenuti dal modello sono stati usati per la verifica. Poiché la combinazione più onerosa per i carichi sulla trave è risultata la combinazione SLU_3, le verifiche complete sono riportate nel paragrafo 12.3 che compete alle verifiche SLU.

10.4 Trave di collegamento L55x5 del portale lato 380 kV

La trave è stata modellata ed i valori dei carichi massimi ottenuti dal modello sono stati usati per la verifica. Poiché la combinazione più onerosa per i carichi sulla trave è risultata la combinazione SLU_3, le verifiche complete sono riportate nel paragrafo 12.4 che compete alle verifiche SLU.

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, trave L55x5);
- 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 e due i 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 tubo più caricato appartiene al portale lato 380 kV.

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]	11141
Taglio lungo X [N]	1801
Taglio lungo Y [N]	212
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	1043
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	16571

Nel caso in esame, la resistenza a taglio plastica $V_{c,Rd}$ ha il valore di 655952 N, mentre la massima forza di taglio vale, componendo vettorialmente le azioni risultanti lungo e attorno a X e Y, 1813 N, ossia circa lo 0,3% della resistenza plastica: non è quindi necessaria alcuna riduzione nelle combinazioni di momento e forza assiale.

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} = 151533 \text{ Nm}$$

$$M_{E,d} = 16604 \text{ Nm}$$

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 del portale lato 380 kV:

- Momento flettente $M_{E,d}$: 16604 Nm;
- Azione assiale $N_{E,d}$: 11141 N;
- Forza di taglio $V_{E,d}$: 1813 N.

Nel caso in esame:

- $\sigma_{\perp} = N_{E,d}/A + M_{E,d}/W$: $11141/3032,3 + 16604 \times 1000/209701 = 82,85 \text{ MPa}$
- $(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = V_{E,d}/A$: $1813/3032,3 = 0,60 \text{ MPa}$
- $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5}$: **82,86 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: 11141 N;
- Taglio lungo X: 1801 N;
- Taglio lungo Y: 212 N;
- Momento flettente attorno all'asse X: 1043 Nm;
- Momento flettente attorno all'asse Y: 16571 Nm.

Essendoci n. 4 tirafondi M30 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 tirafondo in cui tutte le azioni si sommano, si avrà:

Reazione per azione assiale:	$11141/4 = 2785$ N;
Reazione per taglio totale:	$1813/4 = 453$ N;
Reazione per momento flettente attorno all'asse X:	$1043 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 1304$ N;
Reazione per momento flettente attorno all'asse Y:	$16571 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 20714$ N;
Reazione verticale totale sul singolo tirafondo:	$2785 + 1304 + 20714 = 24803$ N.

I corrispondenti valori di von Mises (la sezione resistente è pari a 561 mm^2) sono rappresentati dai seguenti valori:

- σ data dalle reazioni assiali: $24803/561 = 44,21$ MPa;
- τ data dalle reazioni a taglio: $453/561 = 0,81$ MPa;
- $\sigma_{\text{von Mises}}$: **44,23 MPa.**

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

$44,23 \text{ MPa} < 0,9 \times 540/1,25 = 389 \text{ MPa} \rightarrow$ **tirafondi verificati**

11.2.2 Verifica a sfilamento

Il carico esterno massimo N è pari a 24803 N, vedasi resoconto delle forze agenti sui tirafondi del paragrafo precedente.

Il valore di confronto è $N_1 = 235994$ N (vedi par. 10.2.2), ampiamente superiore ai 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 160 del portale lato 132-150 kV

La trave è stata modellata ed i valori dei carichi massimi ottenuti dal modello sono stati usati per la verifica. Poiché la combinazione più onerosa per i carichi sulla trave è risultata la combinazione SLU_3, le verifiche complete sono riportate nel paragrafo 12.3 che compete alle verifiche SLU.

11.4 Trave di collegamento L55x5 del portale lato 380 kV

La trave è stata modellata ed i valori dei carichi massimi ottenuti dal modello sono stati usati per la verifica. Poiché la combinazione più onerosa per i carichi sulla trave è risultata la combinazione SLU_3, le verifiche complete sono riportate nel paragrafo 12.4 che compete alle verifiche SLU.

12 RISULTATI DELLE VERIFICHE SLU

Le verifiche SLU considerano:

- La carpenteria di sostegno (struttura tubolare e relative giunzioni saldate, trave UPN, travi L55x5);
- 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 quattro 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 tubo più sollecitato appartiene al portale lato 132-150 kV e la combinazione più gravosa corrisponde a quella identificata come SLU_3 nella tabella del Cap. 5.

Di seguito si riportano le azioni interne alla base del sostegno tubolare più sollecitato per la combinazione sopra citata.

	Azioni alla base secondo la combinazione SLU_3
Azione assiale N [N]	11680
Taglio lungo X [N]	15263
Taglio lungo Y [N]	8763
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	58631
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	110311

Nel caso in esame, la resistenza a taglio plastica $V_{c,Rd}$ ha il valore di 655952 N, mentre la massima forza di taglio vale, componendo vettorialmente le azioni risultanti lungo e attorno a X e Y, 17600 N, ossia meno del 3% della resistenza plastica: non è quindi necessaria alcuna riduzione nelle combinazioni di momento e forza assiale.

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} = 151533 \text{ Nm}$$

$$M_{E,d} = 124924 \text{ Nm}$$

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

12.1.1.1 Giunzione tubo-piastra

Viene verificata la giunzione saldata tra tubo e piastra, realizzata mediante una saldatura d'angolo 7×7 mm (altezza di gola 4,95 mm) continua su tutta la circonferenza esterna del tubo. Le caratteristiche della saldatura sono esposte al precedente par. 10.1.1.3.

I carichi sono quelli indicati in precedenza:

- Momento flettente $M_{E,d}$: 124924 Nm;
- Azione assiale $N_{E,d}$: 11680 N;
- Forza di taglio $V_{E,d}$: 17600 N.

Nel caso in esame:

- $\sigma_{\perp} = N_{E,d}/A + M_{E,d}/W$: $11680/4245,2 + 124924 \times 1000/295173 = 425,98$ MPa
- $(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = V_{E,d}/A$: $17600/4245,2 = 4,15$ MPa
- $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5}$: 426,04 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: 11680 N;
- Taglio lungo X: 15263 N;
- Taglio lungo Y: 8763 N;
- Momento flettente attorno all'asse X: 58631 Nm;
- Momento flettente attorno all'asse Y: 110311 Nm.

Essendoci n. 4 tirafondi M30 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: $11680/4 = 2920$ N;
- Reazione per taglio totale: $17600/4 = 4400$ N;
- Reazione per momento flettente attorno all'asse X: $58631 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 73289$ N;
- Reazione per momento flettente attorno all'asse Y: $110311 \times 1000 / (400 \times 4/2) = 137889$ N;
- Reazione verticale totale sul singolo tirafondo: $2920 + 73289 + 137889 = 214098$ N.

Il corrispondente valore di von Mises (la sezione resistente è pari a 561 mm^2) è rappresentata dai seguenti valori:

- σ data dalle reazioni assiali: **381,64 MPa;**
- τ data dalle reazioni a taglio: **7,84 MPa;**
- $\sigma_{\text{von Mises}}$: **381,88 MPa.**

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

$$381,88 \text{ MPa} < 0,9 \times 540/1,25 = 389 \text{ MPa} \rightarrow \text{tirafondi verificati}$$

12.2.2 Verifica a sfilamento

Il carico esterno massimo N è pari a 214098 N, vedasi resoconto delle forze agenti sui tirafondi del paragrafo precedente.

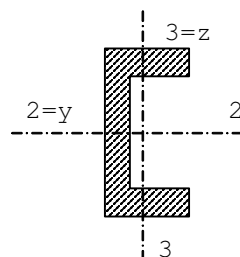
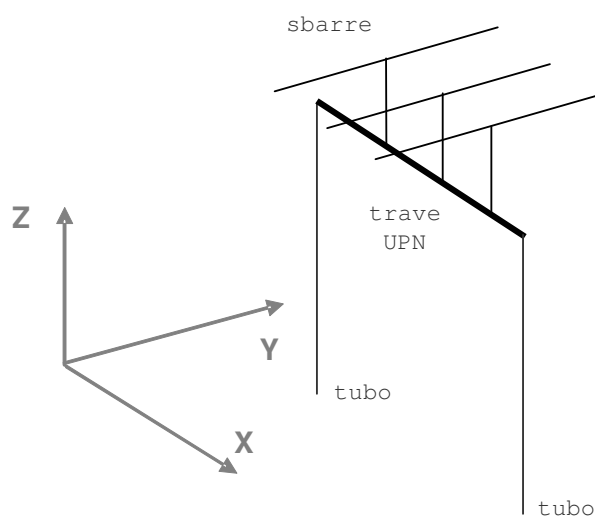
Il valore di confronto è $N_1 = 235994 \text{ N}$ (vedi par. 10.2.2), superiore al valore sopra ottenuto dal calcolo eseguito per la combinazione del carico da SLU_3.

L'aderenza **quindi è verificata.**

12.3 Trave di collegamento UPN 160 del portale lato 132-150 kV

Nel portale lato 132-150 kV è presente una trave orizzontale su cui appoggiano gli isolatori in porcellana di supporto alle sbarre delle tre fasi. Tale trave è composta da due profilati UPN 160 affiancati, distanziati di 370 mm.

La verifica viene eseguita con utilizzo dei dati di output del modello sulla trave UPN 160 più caricata delle due. Il profilo presenta le seguenti caratteristiche:



- Area 2400 mm^2
- J_y 9250000 mm^4
- J_z 853000 mm^4
- W_y plastico 116000 mm^3
- W_z plastico 35200 mm^3

X,Y,Z: assi globali del modello

La verifica è stata effettuata calcolando le azioni interne nell'elemento 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 la trave più sollecitata è quella che si affaccia al portale lato 380 kV. La combinazione definita SLU_3 presenta i valori di sollecitazione massima per la trave, i valori di forze assiali e momenti sono riportati nella tabella seguente.

	Azioni nel nodo più sollecitato, secondo la combinazione SLU_3
Azione assiale N [N]	0
Taglio lungo Y [N]	122,6
Taglio lungo Z [N]	390,0
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	65,0
Momento flettente attorno all'asse Z [Nm]	68,6

Con i valori dei carichi sopra descritti e le caratteristiche del profilo si ottiene:

- σ_y : 0,61 MPa;
- σ_z : 0,74 MPa;
- τ data dalle reazioni a taglio: 8,94E-11 MPa;
- $\sigma_y^2 + \sigma_z^2 + 3\tau^2 - \sigma_y \times \sigma_z$: **0,471 MPa.**

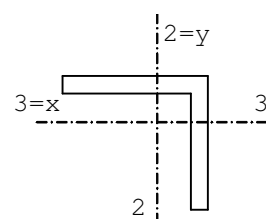
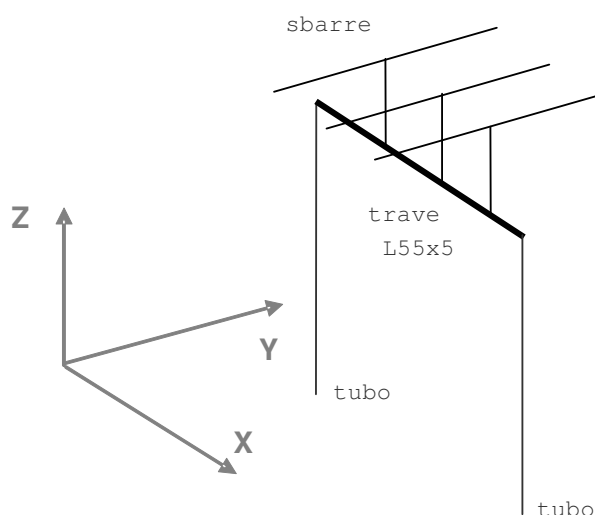
Per la verifica secondo quanto riportato nel paragrafo 4.2.4.1.2 del rif [1], si ottiene:

$$0,471 \text{ MPa} < (f_{yk}/\gamma_{M0})^2 = (355/1,05)^2 = 114308 \text{ MPa} \rightarrow \text{Trave verificata}$$

12.4 Trave di collegamento L55x5 del portale lato 380 kV

Nel portale lato 380 kV è presente una trave orizzontale su cui appoggiano gli isolatori in porcellana di supporto alle sbarre delle tre fasi. Tale trave è composta da quattro profilati L55x5 affacciati e collegati tra loro sia da calastrelli che da un profilo tondo piegato di diametro 12 mm. La trave così composta è stata modellata.

La verifica viene eseguita con utilizzo dei dati di output del modello sulla trave L55x5 che risulta essere la più caricata delle quattro. Il profilo presenta le seguenti caratteristiche:



- Area 532 mm²
- Jy 147000 mm⁴
- Jz 147000 mm⁴
- Wy plastico 16173 mm³
- Wz plastico 16173 mm³

X,Y,Z: assi globali del modello

La verifica è stata effettuata calcolando le azioni interne nell'elemento 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 la trave più sollecitata è quella superiore che si affaccia al portale lato 132 – 150 kV (lato interno). La combinazione definita SLU_3 presenta i valori di sollecitazione massima per la trave, i valori di forze assiali e momenti sono riportati nella tabella seguente.

	Azioni nel nodo più sollecitato, secondo la combinazione SLU_3
Azione assiale N [N]	59576
Taglio lungo Y [N]	4382
Taglio lungo Z [N]	8495
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	235
Momento flettente attorno all'asse Z [Nm]	351

Con i valori dei carichi sopra descritti e le caratteristiche del profilo si ottiene:

- σ_y : 23 MPa;
- σ_z : 112 MPa;
- τ data dalle reazioni a taglio: 38 MPa;
- $\sigma_y^2 + \sigma_z^2 + 3\tau^2 - \sigma_y \times \sigma_z$: **14797 MPa.**

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

$$13520 \text{ MPa} < (f_{yk}/\gamma_{M0})^2 = (355/1,05)^2 = 114308 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Trave verificata}$$

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 da corto circuito – Portali attraversamento strada” inviata via mail in data 23/03/2009.
- [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 380 kV. Portale di attraversamento strada lato 380 kV – S5007/1, disegno P001/D12, Rev. 01, aprile 2009.
- [23] TERNA Stazioni elettriche a 380 kV. Portale di attraversamento strada lato 132-150 kV – S5008, disegno P001/D13, Rev. 01, aprile 2009.
- [24] TERNA Stazioni elettriche AT. Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/30, disegno P001/D17, Rev. 01, giugno 2008.
- [25] ENEL Conduttore a corda di alluminio crudo Ø36, disegno LC5 del gennaio 1986 Ed. 3.

- [26] ENEL *Morsetto portante con cerniera per giunzione diritta tubo lega AL Ø 100 – tubo lega AL Ø 100*, disegno LM 1035 del novembre 1984 ed. 2.
- [27] ENEL *Morsetto portante scorrevole per giunzione diritta tubo lega AL Ø 100 – tubo lega AL Ø 100*, disegno LM 1041 del novembre 1984 ed. 2.

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. 3 di [22] e POS. 2 di [23]) $\leq 181 \text{ kgm}$ totale per ogni fase ^(#)
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq$ di 40 kA
 - carico da corto tale che:
 - $F_{CC} \leq 168 \text{ N}$ per C1050/2 sbarra bassa 150 kV e
 - $F_{CC} \leq 289 \text{ N}$ per la componente data dal cavo flessibile
 - F_{CC} : forza massima orizzontale di corto circuito.

^(#) Per “apparecchiatura” si intende l'insieme costituito da un isolatore in porcellana e dalla porzione di sbarre che insiste sul singolo isolatore (valutata in ½ campata tra i due portali – 5 m e la parte a sbalzo esterna ai portali – 2m).