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 sezionatore verticale

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

Note Rev. 02 – Lettera A8035371

PUBBLICATO A8035344 (PAD - 1136281)

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

N. pagine 28 **N. pagine fuori testo** 0

Data 4 dicembre 2008

Elaborato SRC - Bergamo Giulia
A8035344 114975 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
A8035344 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
A8035344 114987 APP

Giulia Bergamo

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROV. BERGAMO
DOTTORE INGEGNERE FABRIZIO GATTI ALBO N° 1589

Mod. RISM v. 02

Indice

1 INTRODUZIONE 4

1.1 Premessa 4

2 SCOPO 4

3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE, PONDERALI E FISICHE DELLA CARPENTERIA 4

3.1 Caratteristiche geometriche e ponderali 4
3.2 Caratteristiche dei materiali 5

4 LE CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELLE APPARECCHIATURE 5

5 METODOLOGIA DI CALCOLO 6

5.1 La simulazione delle condizioni sismiche 6
5.2 La verifica strutturale 6

6 CONDIZIONI DI CARICO 6

7 DEFINIZIONE DEI CARICHI 7

7.1 Condizione di carico da vento 7
7.2 Condizione di carico sismica 8
7.2.1 Spettro di risposta elastico 8
7.2.2 Spettro di progetto per lo stato limite ultimo 10
7.2.3 Fattore di struttura 10
7.2.4 Spettri impiegati nella verifica 10
7.2.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica 12
7.2.6 Definizione dei carichi simultanei al sisma 12
7.2.7 Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra) 13
7.3 Condizione di carico da corto circuito 13
7.3.1 Definizione del carico da corto circuito 13
7.3.2 Definizione dei carichi simultanei al corto circuito, diversi dal sisma 13
7.3.3 Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra) 14

8 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) 14

9 RISULTATI DELLE VERIFICHE SLE 15

9.1 Verifica degli spostamenti verticali 15
9.2 Verifica degli spostamenti laterali 16

10 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA PER LA VERIFICA SISMICA DELLA CARPENTERIA 17

10.1 Generalità 17
10.2 Definizione dei criteri di verifica strutturale 17
10.2.1 Condizioni di carico sismico 17
10.2.2 Condizioni di carico di corto circuito 18

11 RISULTATI DELLE VERIFICHE SISMICHE 18

11.1 Carpenteria di sostegno 18

© Copyright 2008 by CESI. All rights reserved - Activity code AT08SRC005

11.1.1 Verifica delle sezioni più sollecitate secondo il metodo dello stato limite ultimo 18
11.2 Tirafondi 21
11.2.1 Verifica a rottura 22
11.2.2 Verifica a sfilamento 22
12 RISULTATI DELLE VERIFICHE AI CARICHI DA CORTO CIRCUITO 23
12.1 Carpenteria di sostegno 24
12.1.1 Verifica delle sezioni più sollecitate secondo il metodo dello stato limite ultimo 24
12.2 Tirafondi 25
12.2.1 Verifica a rottura 25
12.2.2 Verifica a sfilamento 25
13 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 26
APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo 27

© Copyright 2008 by CESI. All rights reserved - Activity code AT08SRC005

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	24/06/08	A8017921	Prima emissione
01	08/08/08	A8023370	Stralcio parte generale, mantenuta parte tecnica
02	04/12/08	A8035344	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 verticale della sezione 132 – 150 kV. Dei tre poli presenti nel sezionatore, la verifica è stata svolta su un solo polo considerandolo schematicamente come una struttura unipolare, sebbene collegato agli altri poli attraverso un profilato ad L 60 x 60 x 5. Studi eseguiti in precedenza avevano mostrato che l'influenza di questo collegamento non è significativa.

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 geometriche e ponderali

La carpenteria di supporto del sezionatore verticale è costituita da un tubo metallico in Fe510B, del diametro esterno di 219,1 mm, con spessore delle pareti pari a 5 mm. Il tubo, della lunghezza di 2800 mm, è provvisto di due flangie d'estremità dello spessore di 25 mm cadauna, saldate d'angolo alle pareti del tubo. La piastra di base è quadrata di lato 480 mm, mentre quella di testa, alla quale si vincola l'apparecchiatura, ha forma anch'essa quadrata di lato 400 mm, come rappresentata in [21]. Il collegamento tra piastre e tubo è inoltre rinforzato dalla presenza di quattro coppie di nervature di forma triangolare: le nervature di rinforzo tra piastra di base e tubo hanno dimensioni 180 × 200 mm sp. 10 mm, mentre le nervature tra piastra di testa e tubo hanno dimensioni 100 × 200 mm sp. 10 mm. La massa complessiva della carpenteria è pari a 174,15 kg, compresa la zincatura valutata al 3% del peso per i poli esterni privi della piastra quadro comando e dei profilati ad L, mentre il polo centrale ha una massa complessiva della carpenteria pari a 220,68 kg, compresa la zincatura valutata al 3% del peso. Oltre al tubo, anche le altre parti descritte sono in Fe510B.

Sulla piastra di base, sono presenti quattro fori ∅ 24 mm disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione di tirafondi ∅ 20 mm ([22]).

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 N/mm^2
- densità ρ = 7850 kg/m^3
- tensione di snervamento minima f_{yk} = 355 MPa
- tensione di rottura f_{tk} = 510 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 sovraresistenza γ_{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 MPa e tensione di rottura f_{tk} = 540 MPa.

4 LE CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELLE APPARECCHIATURE

Per la taglia in studio la tipologia di isolatori utilizzati come colonnino portante è identificata dalla sigla J03/2, mentre il colonnino di manovra è identificato con la sigla J03/1. Per la schematizzazione della struttura all'apparecchiatura sono state assegnate le seguenti masse con i rispettivi baricentri:

ID	Altezza [mm]	Quota baricentro riferita alla flangia di interfaccia con la carpenteria di sostegno [mm]	Peso totale [kg]	Provenienza dati
Parte ceramica colonnini portante e di manovra	1500	750 [1]	175	Mail TERNA inviati in data 10-11/06/2008 con dati sulle apparecchiature e sui colonnini
Piastre alla base dei colonnini carpenteria varia		100	50	Disegno n. 32-5184-00 Sezionatore a pantografo 145 kV P RF2-145-KKL – Ruhrtal Hochspannungsgeräte GmbH & Co. OHG
Piastre in testa ai colonnini carpenteria varia		1600	76	
Pantografo		2755	50	
Assieme polo sezionatore con pantografo alzato	4055	1127 [2]	351	

Il valore del momento statico alla base del sezionatore verticale è quindi pari a 397 kgm.

Le verifiche eseguite nel presente rapporto si basano sull'assunzione che le apparecchiature di stazione siano già qualificate nei confronti del sisma e siano rappresentabili come sistemi a uno o pochi gradi di libertà (ossia come sistemi elastici smorzati), in grado di introdurre forzanti dinamiche sulle carpenterie di supporto durante il sisma.

[1] Conservativamente, si è valutata la quota baricentro a metà altezza della parte ceramica.

[2] La quota del baricentro è stata calcolata sommando i prodotti dei pesi delle varie parti descritte con il loro baricentro e dividendo il tutto per il peso totale.

5 METODOLOGIA DI CALCOLO

5.1 La simulazione delle condizioni sismiche

Per quanto riguarda la metodologia di calcolo per la determinazione delle sollecitazioni sismiche, essa si basa sulla considerazione che l'assieme carpenteria-apparecchiatura sia un sistema dinamico la cui frequenza fondamentale si colloca, in generale, all'interno della banda di frequenze di massima amplificazione dello spettro di progetto. La massima accelerazione di risposta al sisma applicato alla base dell'assieme costituisce perciò, moltiplicata per la massa complessiva dell'assieme concentrata nel suo baricentro, la forzante del sistema. La presenza di componenti diverse dalla fondamentale nella risposta sismica è tenuta in conto con un coefficiente posto uguale a 1,2, con riferimento alla norma INGENDESA ETGI-1.020, Novembre 1997 *Especificaciones tecnicas generales. Diseno sismico-Version resumida*, di largo impiego nella qualificazione sismica di apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione per via sperimentale e analitica.

5.2 La verifica strutturale

Le attività di verifica strutturale delle carpenterie dell'Unificato Enel, 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])

6 CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico per le quali si effettua la verifica 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 dell'azione sismica con le altre azioni assunte per le verifiche dei sostegni tubolari per apparecchiature unipolari (quindi strutture assialsimmetriche), 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

7 DEFINIZIONE DEI CARICHI

7.1 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 ρ = 1,25 kg/m^3 risulta essere uguale a 1440 N/m^2.
- 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, essendo riferito ad oggetti cilindrici, viene preso uguale a 0,7. 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:

$p = q_b\, c_e\, c_p\, c_d \quad \Rightarrow \quad \mathbf{p} = 1440 \times 2{,}26 \times 0{,}7 \times 1 = \mathbf{2278{,}1\ N/m^2}$

Questo valore di pressione del vento moltiplicato per l'area di spinta dell'apparecchiatura e del supporto ha portato alla determinazione dei valori di forza riportati nel foglio di calcolo utilizzato per ogni coppia supporto/apparecchiatura.

7.2 Condizione di carico sismica

7.2.1 Spettro di risposta elastico

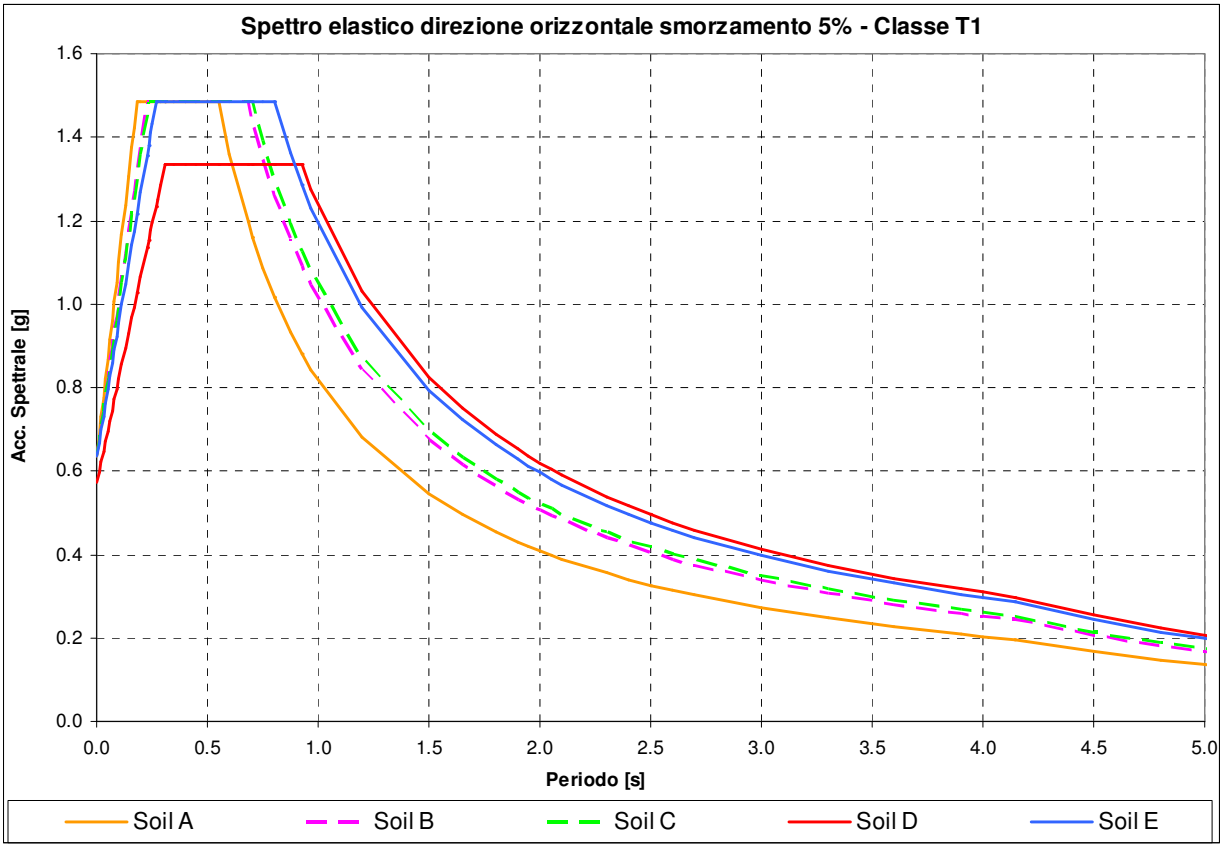
La normativa sismica (rif. [1]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici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

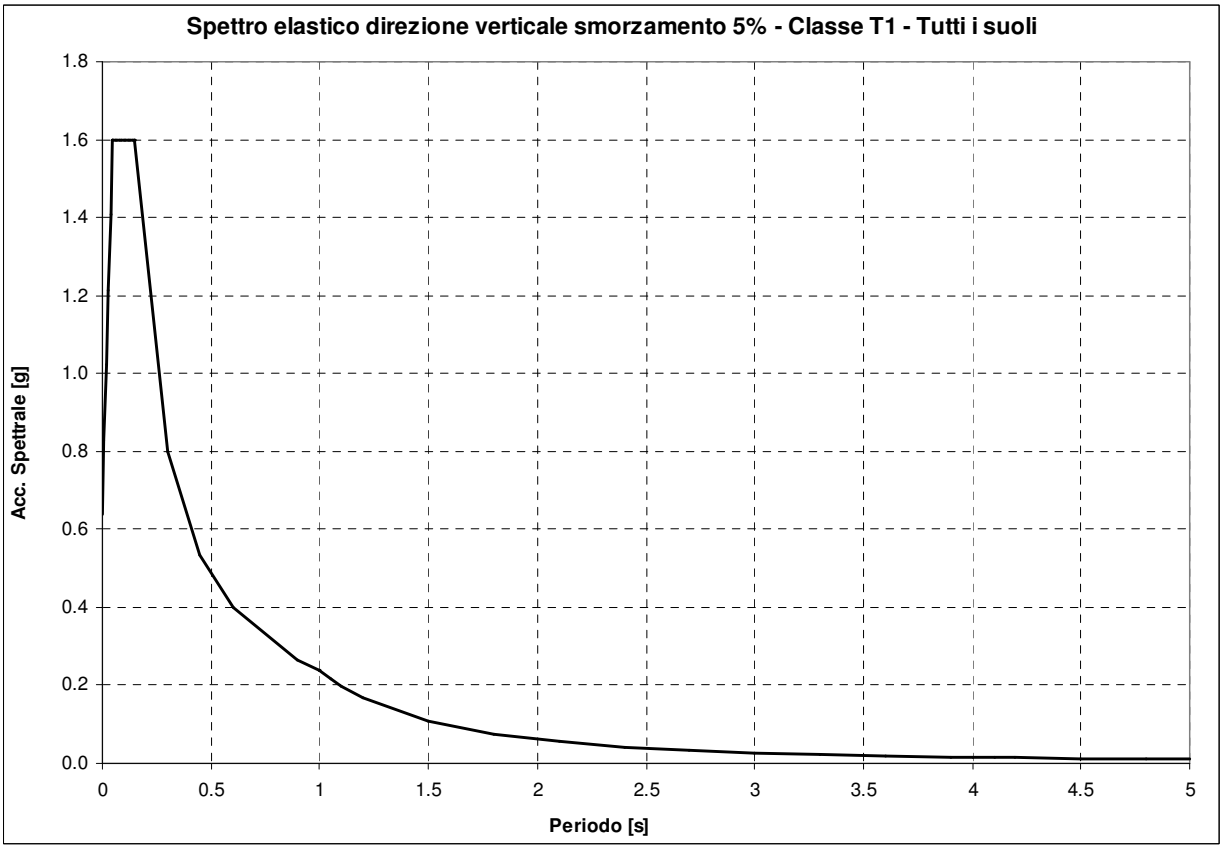
Quindi, nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno pari a 2475[3] anni valutati nei due punti griglia a più alto valore di a_g che sono individuati nel modo seguente (i due punti sotto descritti si trovano in Sicilia nella 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

[3] 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.

7.2.2 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.

7.2.3 Fattore di struttura

7.2.3.1 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:
$q = 2$

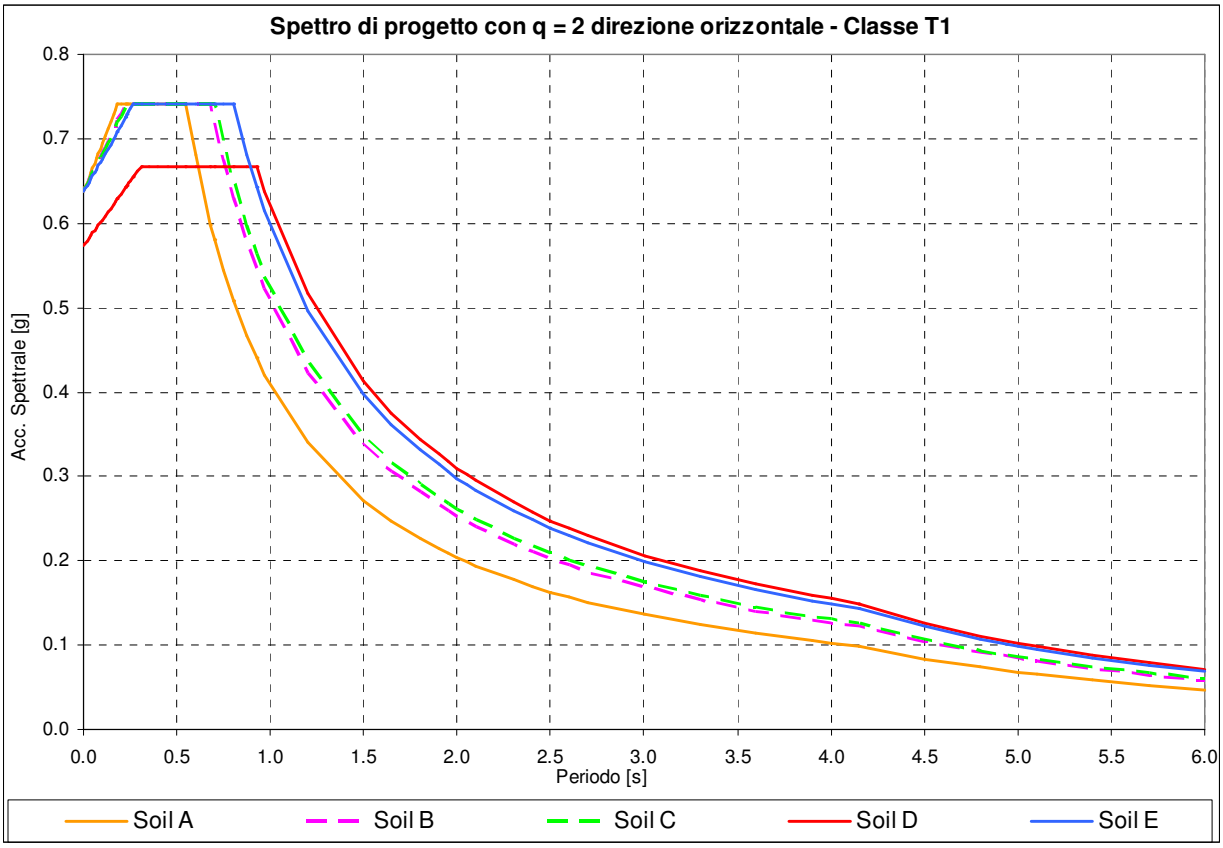
7.2.3.2 Componente verticale

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

7.2.4 Spettri impiegati nella verifica

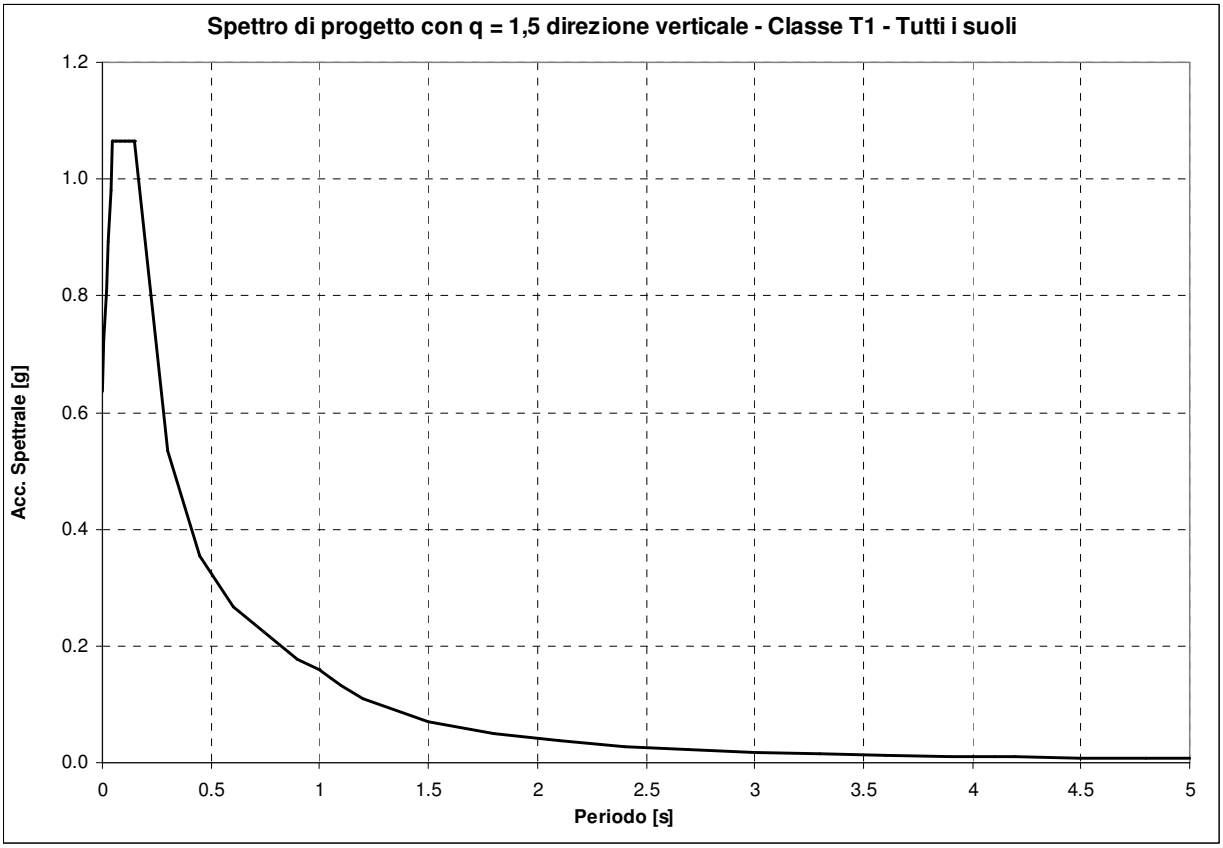
7.2.4.1 Componenti orizzontali

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.



7.2.4.2 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.



7.2.5 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.

L'azione sismica orizzontale viene riprodotta come puro effetto inerziale, prodotto della massa della struttura per l'accelerazione presente al plateau (relativo ai suoli A, B, C, E); quanto all'azione sismica verticale, esplicandosi in una campo di frequenze non interessato dalla dinamica della struttura, anch'essa viene riprodotta come puro effetto inerziale, prodotto della massa della struttura per la massima accelerazione al piede a periodo nullo (ZPA).

7.2.6 Definizione dei carichi simultanei al sisma

7.2.6.1 Peso proprio

Il peso proprio della struttura di supporto e della apparecchiatura è indicato rispettivamente nei capitoli 3 e 4 del presente rapporto. In prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo (si considerano i collegamenti del tipo flessibile).

7.2.6.2 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, quindi le componenti verticali e trasversali del tiro di linea. Si considerano come agenti i soli carichi lungo la linea (componente longitudinale del tiro), tratti dal documento di rif. [9]. In particolare, i carichi sono relativi ad una

tesatura dei conduttori flessibili tale da determinare una freccia pari al 10% della lunghezza di campata a 15 °C, con una temperatura di –20 °C (Zona B).

Nel caso in esame, si assume come carico di linea (tiro semplice) il valore di 640 N, mentre il tiro composto è pari a 1080 N.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

7.3 Condizione di carico da corto circuito

7.3.1 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'assieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui il sezionatore 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. Gli effetti di corto circuito sono stati inoltre calcolati nelle condizioni di tiro iniziale più gravose tra quelle previste nel rif. [10], ossia -20 °C per il "pinch"e lo "swing" e +60 °C per il "drop". I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	**Swing [N]** **X**	**Pinch [N]** **Y (direzione di linea)**	**Drop [N]** **Z**	**Y**
Sezionatore verticale	5320	6970	**3810**	**9340**

Per la verifica, si sono utilizzati i valori dei carichi legati al fenomeno più oneroso e non la somma dei valori presenti nella tabella e relativi a diversi fenomeni, in quanto i tre diversi fenomeni non si verificano mai contemporaneamente ed hanno dei tempi di intervento molto diversi tra loro e tali che gli effetti dovuti ai diversi fenomeni non si sovrappongono mai. Questo significa che i carichi dovuti ai fenomeni di pinch e swing non sono stati utilizzati. Il punto di applicazione del carico da corto è stato preso in testa all'isolatore.

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

7.3.2.1 Peso proprio

Vedasi par. 7.2.6.1 del presente rapporto.

7.3.2.2 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.

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

Vedasi par. 7.2.7 del presente documento.

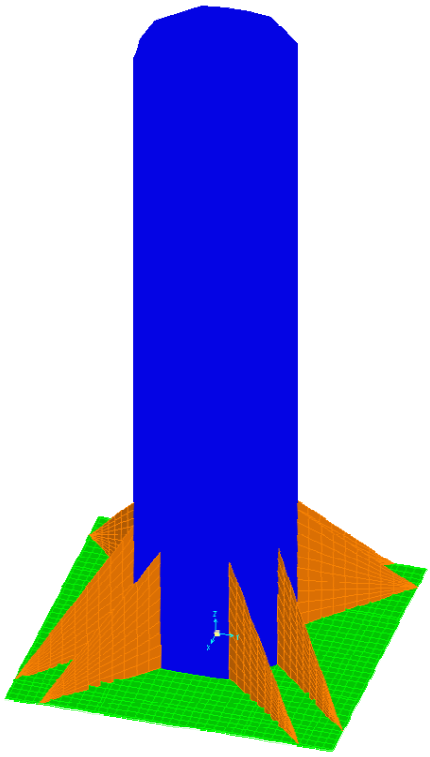
8 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

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 si sono seguite due strade differenti.

Con riferimento al paragrafo 4.2.4.2.1 *"Spostamenti verticali"* di [1], per le verifiche è stato creato un modello FEM (con il programma SAP 2000 versione 12.0.0) relativo alla base del supporto: piastra di base con nervature ed uno spezzone di tubo lungo 1 m. In testa allo spezzone di tubo sono stati applicati i carichi relativi alla combinazione SLE più gravosa ottenuta dal foglio di calcolo excel relativo ad una carpenteria con supporto di 1 m più corto. I valori di forze e momenti sono stati attribuiti al nodo centrale del piano Z = 1000. Questo nodo è stato a sua volta collegato rigidamente con n. 12 nodi appartenenti alla circonferenza del tubo. In output al modello sono stati richiesti gli spostamenti verticali δ_{max} della piastra di base individuando poi, il cedimento verticale massimo della piastra per poter verificare la compatibilità con il parametro di confronto preso dalla tabella 4.2.X di [1] relativa a solai che supportano colonne, quindi 1/400.

Il modello utilizzato per entrambe le apparecchiature è qui in calce rappresentato (i diversi colori identificano i differenti spessori).



Con riferimento al paragrafo 4.2.4.2.2 *"Spostamenti laterali"* di [1], la verifica è stata eseguita attraverso un calcolo a mano ipotizzando la struttura "carpenteria" come una trave incastrata caricata nei seguenti modi:

- per il vento:
  - la componente del vento sull'apparecchiatura viene calcolata come forza e riportata alla sommità del supporto insieme al suo momento di trasporto.
  - La componente del vento sul supporto viene calcolata come un carico distribuito su tutta la lunghezza del supporto.
- per il montaggio:
  - la componente del montaggio viene calcolata come forza applicata alla sommità del supporto.

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

9 RISULTATI DELLE VERIFICHE SLE

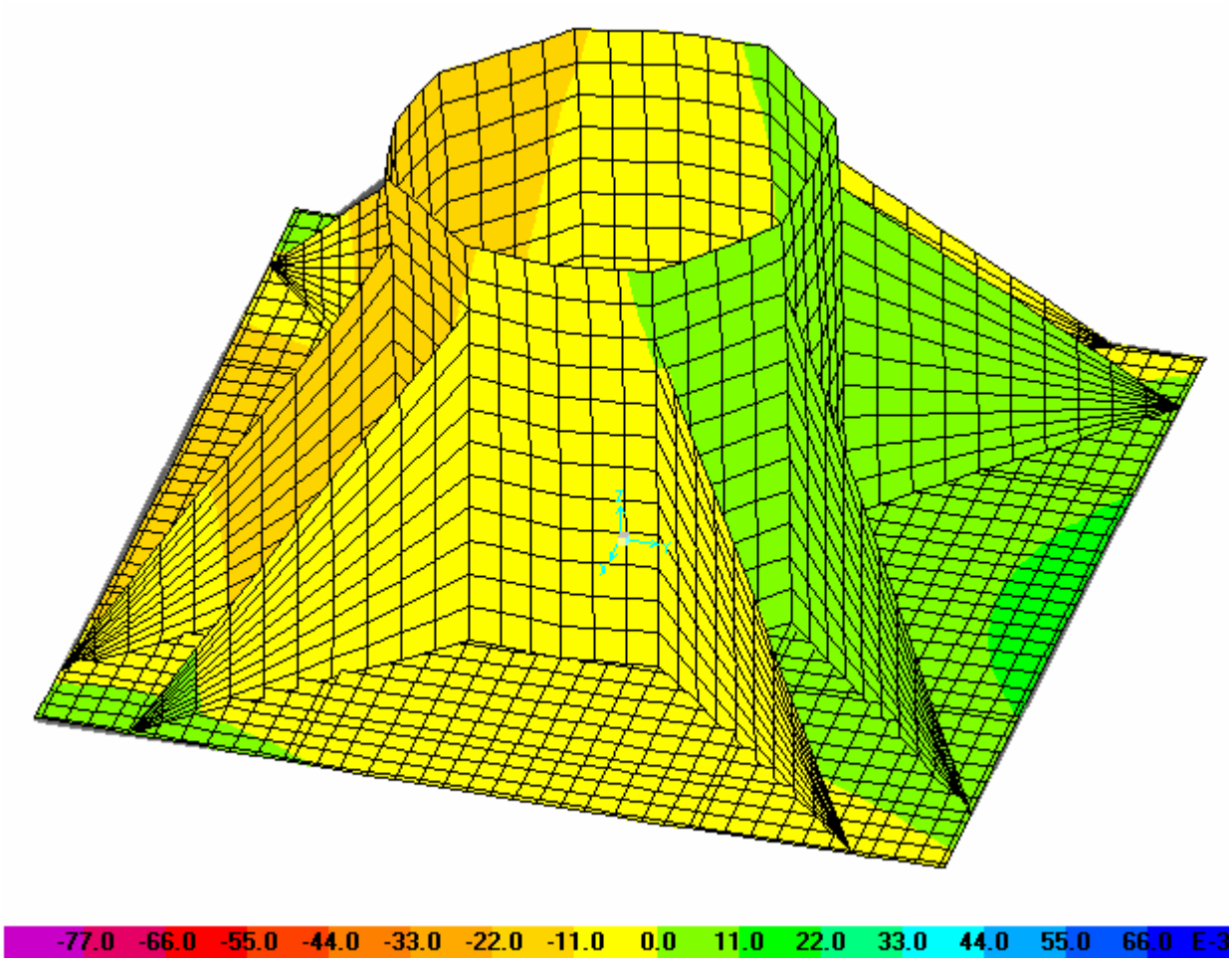
9.1 Verifica degli spostamenti verticali

La combinazione SLE risultata più gravosa per la carpenteria/apparecchiatura in oggetto è (G_1 + G_2 + 0,8 x montaggio + 0 x vento X + 0,2 x vento Y) 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} (si è fatto riferimento alla categoria E che risulta essere la più gravosa – 0,8) ai carichi dovuti al montaggio e al vento X (per il vento Ψ_{2j} è 0).

I valori inseriti nel modello SAP della base supporto sono i seguenti:

	Azioni alla base secondo la combinazione SLE
Azione assiale N [N]	-5406
Taglio lungo X [N]	0
Taglio lungo Y [N]	1324
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	3637
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	0

La figura in calce riporta l'andamento degli spostamenti in Z per la combinazione SLE, nella parte di modello fino ad una quota Z = 250 mm.



Il valore dello spostamento massimo della piastra di base è negativo ed è uguale a –0,021 mm.

La distanza tra due tirafondi è di 400 mm, quindi il parametro δ_{max} per la verifica è:

δ_{max} = 0,021/400 = **$5{,}22 \times 10^{-5}$** da confrontare con: 1/400 = **$2{,}5 \times 10^{-3}$**

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

9.2 Verifica degli spostamenti laterali

Secondo lo schema descritto nel capitolo 8 del presente rapporto sono stati eseguiti i seguenti calcoli:

Forza del vento sull'apparecchiatura

Pressione x area di spinta apparecchiatura dove:

Area spinta apparecchiatura: 1,5 x 0,35 = 0,53 m^2 da cui:

2278,1 x 0,53 = **1196,0 N**

Momento di trasporto:

Forza x braccio (= quota baricentro apparecchiatura = 1,13 m), quindi:

1196,0 x 1,13 = **1351,5 Nm**

Spostamento dato dalla forza del vento sull'apparecchiatura:

$$\frac{p \cdot l^3}{3EJ} = \frac{1196{,}0 \cdot 2{,}85^3}{3 \cdot 2{,}06 \cdot 10^{11} \cdot 1{,}93 \cdot 10^{-5}} = 2{,}32 \cdot 10^{-3}\ m$$

Spostamento dato dal momento di trasporto della forza del vento sull'apparecchiatura:

$$\frac{M \cdot l^2}{2EJ} = \frac{1351{,}5 \cdot 2{,}85^2}{2 \cdot 2{,}06 \cdot 10^{11} \cdot 1{,}93 \cdot 10^{-5}} = 1{,}38 \cdot 10^{-3}\ m$$

Spostamento dato dall'applicazione di una pressione del vento lungo tutto il supporto:

$$\frac{p \cdot l^4}{8EJ} = \frac{2278{,}1 \cdot 0{,}2191 \cdot 2{,}85^4}{8 \cdot 2{,}06 \cdot 10^{11} \cdot 1{,}93 \cdot 10^{-5}} = 1{,}04 \cdot 10^{-3}\ m$$

Spostamento dato dalla forza derivante dal carico di montaggio:

$$\frac{p \cdot l^3}{3EJ} = \frac{1000 \cdot 2{,}85^3}{3 \cdot 2{,}06 \cdot 10^{11} \cdot 1{,}93 \cdot 10^{-5}} = 1{,}94 \cdot 10^{-3}\ m$$

Sommando ora gli effetti del vento e del carico di montaggio con i dovuti coefficienti si ottiene per lo spostamento laterale:
$\delta = 0{,}8 \cdot 1{,}94 \cdot 10^{-3} + 0{,}2 \cdot (2{,}32 \cdot 10^{-3} + 1{,}38 \cdot 10^{-3} + 1{,}04 \cdot 10^{-3}) =$ **$2{,}5 \cdot 10^{-3}$ m**

Essendo l'altezza del supporto pari a 2,85 m si ha:

$\delta / h = 2{,}5 \cdot 10^{-3} / 2{,}85 =$ **$8{,}78 \cdot 10^{-4}$** 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.

10 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA PER LA VERIFICA SISMICA DELLA CARPENTERIA

10.1 Generalità

10.2 Definizione dei criteri di verifica strutturale

10.2.1 Condizioni di carico sismico

10.2.1.1 Metodo di calcolo

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

10.2.1.2 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]).

10.2.2 Condizioni di carico di corto circuito

10.2.2.1 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.

10.2.2.2 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].

11 RISULTATI DELLE VERIFICHE SISMICHE

Le verifiche sismiche considerano:

- La carpenteria di sostegno (struttura tubolare e relative giunzioni saldate);
- i tirafondi;
- la saldatura tra sostegno tubolare e piastra di base.

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.

11.1 Carpenteria di sostegno

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 comprendono:

- Lo stato tensionale nella sezione d'incastro del tubo e della relativa saldatura per tutte le diverse combinazioni di carico.

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

11.1.1.1 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 sovraresistente 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:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1{,}1\ \gamma_{Rd}\ \Omega\ N_{Ed,E} \qquad (8.1)$$
$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1{,}1\ \gamma_{Rd}\ \Omega\ M_{Ed,E}$$
$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1{,}1\ \gamma_{Rd}\ \Omega\ V_{Ed,E}$$

γ_{Rd} = coefficiente di sovraresistenza 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%di 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]):

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

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) [4]
- γ_{M0} è un coefficiente parziale di sicurezza, pari a 1,05, vedasi par. 4.2.4.1.1 di [1].

Di conseguenza la resistenza a taglio plastica risulta essere:

[4] Nel caso in esame A = 3363 mm^2, A_v = 2141 mm^2

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

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 $D/t \leq 70$ x ε^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:

$M_{pl,Rd} = f_{yk} \times W_{pl}/\gamma_{M0}$ in cui W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione [5]

11.1.1.2 Sezione d'estremità della struttura tubolare

Di seguito si riporta, per ogni azione elementare esterna (prima tabella), le azioni interne alla base della struttura di supporto (seconda tabella), derivanti dal calcolo.

	Peso proprio	Tiri di linea		Montaggio	Sisma in Z	Sisma in X	Sisma in Y
		Semplice	Composto				
Azione assiale N [N]	-5406	0	0	0	3350	0	0
Taglio lungo X [N]	0	0	0	0	0	4813	0
Taglio lungo Y [N]	0	640	1080	1000	0	0	4813
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	0	2784	4698	2850	0	0	14690
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	0	0	0	0	0	14690	0

Considerando tutte le azioni agenti sulla struttura (supporto + apparecchiatura) e combinando queste ultime mediante i coefficienti previsti nella tabella del Cap. 6 del presente rapporto, le combinazioni più gravose si identificano con le tre combinazioni sismiche in cui la componente in direzione Y è stata presa con fattore 1, che danno valori del tutto identici:

	Azioni alla base secondo le combinazioni sismiche con sisma Y *1
Azione assiale N [N]	-4401
Taglio lungo X [N]	1444
Taglio lungo Y [N]	5813
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	17540
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	4407

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

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, 5989 N, ossia meno dell'1,5% della resistenza plastica: non è quindi necessaria alcuna riduzione nelle combinazioni di momento e forza assiale.

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

$M_{E,d} = 18085$ Nm

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

11.1.1.3 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.

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 diseguaglianza:

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

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 mm^2
- Momento d'inerzia J =1,53×10^7 mm^4
- Modulo di resistenza elastico W_{el} = 135519 mm^3
- f_{tk} = 510 MPa (Fe510)
- γ_{M2} = 1,25 vedi sopra

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

- Momento flettente $M_{E,d}$: 18085 Nm;
- Azione assiale $N_{E,d}$: -4401 N;
- Forza di taglio $V_{E,d}$: 5989 N.

Nel caso in esame:

- $\sigma_\perp = N_{E,d}/A + M_{E,d}/W_{el}$: 4401/2433,6+18085x1000/135519 = **135,26** MPa
- $(\tau_\perp^2 + \tau_{//}^2)^{0,5} = V_{E,d}/A$: 5989/2433,6 = **2,46** MPa
- $[\sigma_\perp^2 + 3(\tau_\perp^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5}$: **135,33** 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 si impiegano le seguenti sollecitazioni:

- Azione assiale: -4401 N;
- Taglio lungo X: 1444 N;
- Taglio lungo Y: 5813 N;
- Momento flettente attorno all'asse X: 17540 Nm;
- Momento flettente attorno all'asse Y: 4407 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 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: 4401/4 = **1100** N;
Reazione per taglio totale: 5989/4 = **1497** N;
Reazione per momento flettente attorno all'asse X: 17540x1000/(400x4/2) = **21925** N;
Reazione per momento flettente attorno all'asse Y: 4407x1000/(400x4/2) = **5509** N;
Reazione verticale totale sul singolo tirafondo: 1100+21925+5509 = **28534** 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: 28534/220 = **129,70** MPa;
- τ data dalle reazioni a taglio: 1497/220 = **6,81** MPa;
- $\sigma_{von\ Mises}$: **130,24** 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:

130,24 MPa < 0,9 × 540/1,25 = 389 MPa ⟶ **tirafondi verificati**

11.2.2 Verifica a sfilamento

Il calcestruzzo della fondazione è in classe R250 (vedasi rif. [23]) quindi con Rbk = 250 kg_f/cm^2 ≈ 25 N/mm^2.

Posto f_{ck} [6] = 25 N/mm^2 (vedi prospetto 3.1 del rif. [18]), si ha per la tensione di aderenza ultima:

$f_{bd} = 2{,}25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 1{,}89$ 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 Ø≤32 mm e (132- Ø)/100 per Ø >32 mm

[6] Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls a 28 gg.

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

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

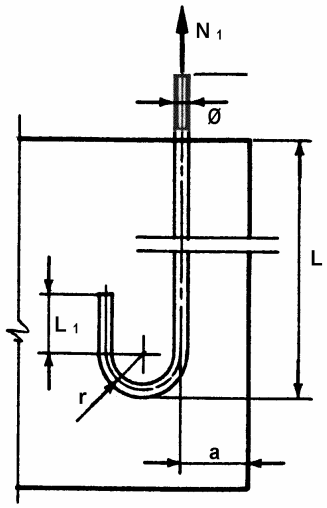
La capacità portante ultima N_1 del tirafondo, in termini di aderenza, viene calcolata in accordo alla formulazione riportata in [19], par. 7.4.5.4:

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

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

L = 720 mm
L_1 = 70 mm
r = 100 mm
∅ = 20 mm
a = 100 mm

da cui $N_1 = \frac{1{,}89}{(1+20/100)^2}\ 20\cdot\pi\cdot(720+6{,}4\cdot100+3{,}5\cdot70) = 82{,}467\cdot1605 = 132360\ N$



Il carico esterno N è pari a 28534 N, vedasi resoconto delle forze agenti sui tirafondi del par. 11.2.1, l'aderenza **è quindi verificata**.

12 RISULTATI DELLE VERIFICHE AI CARICHI DA CORTO CIRCUITO

Le verifiche ai carichi da corto circuito considerano:

- La carpenteria di sostegno (struttura tubolare, piastra di base, nervature e relative giunzioni saldate);
- 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.

12.1 Carpenteria di sostegno

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

12.1.1.1 Sezione d'estremità della struttura tubolare

Di seguito si riportano, per ogni azione elementare esterna (prima tabella), le azioni interne alla base della struttura di supporto (seconda tabella), derivanti dal calcolo eseguito.

	Azioni elementari esterne	
	Sezionatore verticale	
	Peso proprio	Corto circuito
Azione assiale N [N]	-5406	-3810
Taglio lungo X [N]	0	0
Taglio lungo Y [N]	0	9340
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	0	40629
Momento flettente attorno all'asse Y [Nm]	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:

	Azioni alla base secondo la combinazione di corto circuito
	Sezionatore verticale
Azione assiale N [N]	-9216
Taglio lungo X [N]	0
Taglio lungo Y [N]	9340
Momento flettente attorno all'asse X [Nm]	40629
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, 9340 N, ossia meno del 2,3% della resistenza plastica: non è quindi necessaria alcuna riduzione nelle combinazioni di momento e forza assiale.

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

$M_{E,d} = 40629$ Nm

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

12.1.1.2 Giunzione tubo-piastra

Anche nel caso della verifica sulla giunzione saldata tra tubo e piastra, realizzata mediante una saldatura d'angolo 5 × 5 mm (spessore di gola 3,54 mm) continua su tutta la circonferenza esterna del tubo, valgono le considerazioni sopra riportate. I valori dei carichi sono quelli presentati nel paragrafo 12.1.1.1.

- Momento flettente $M_{E,d}$: 40629 Nm;
- Azione assiale $N_{E,d}$: -9216 N;
- Forza di taglio $V_{E,d}$: 9340 N.

Nel caso in esame:

- $\sigma_{\perp} = N_{E,d}/A + M_{E,d}/W_{el}$: 9216/2433,6+40629x1000/135519 = **303,59** MPa
- $(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)^{0,5} = V_{E,d}/A$: 9340/2433,6 = **3,84** MPa
- $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5}$: **303,66** 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

12.2.1 Verifica a rottura

Per i tirafondi, sebbene le azioni assiali siano più elevate nel caso del carico da corto circuito, la trazione presente sul tirafondo è risultato sia dell'azione assiale che dalla componente assiale del momento agente alla base del sostegno.

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

σ data alle reazioni assiali [MPa]	241,32
τ data dalle reazioni a taglio [MPa]	10,61
$\sigma_{von\ Mises}$ [MPa]	242,02

Dove i valori delle tensioni sono stati calcolati a partire dai seguenti valori delle reazioni:

Reazione per azione assiale: 9216/4 = **2304** N;
Reazione per taglio totale: 9340/4 = **2335** N;
Reazione per momento flettente attorno all'asse X: 40629x1000/(400x4/2) = **50786** N;
Reazione per momento flettente attorno all'asse Y: 0 N;
Reazione verticale totale sul singolo tirafondo: 2304+50786 = **53090** N.

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

242,02 MPa < 0,9 × 540/1,25 = 389 MPa ⟶ **tirafondi verificati**

12.2.2 Verifica a sfilamento

I valori utilizzati per la verifica a sfilamento nel caso della combinazione di corto circuito sono qui di seguito riportati:

Reazione verticale totale sul singolo tirafondo: 53090 N.

Il valore di confronto è sempre N_1 = 132360 N (vedi par. 11.2.2), ampiamente superiore al valori sopra ottenuto dal calcolo eseguito per la combinazione del carico da corto circuito.

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^ 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] TERNA *Stazioni elettriche a 132-150 kV. Sostegno per sezionatore verticale – S5106/1 e S5106/2*, rispettivamente disegni P502/D56 e P502/D57, Rev. 01 del 30 giugno 2008.

[22] TERNA *Stazioni elettriche AT. Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/20*, disegno P001/D17, Rev. 00, 31 luglio 2007

[23] TERNA *Stazioni elettriche a 132-150 kV. Fondazioni per apparecchiature unipolari TG2074 Disegno schematico Pianta - Sezioni*, disegno n. B C DS3000 U ST 0048.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di verifica del sostegno

Questo sostegno è adeguato per:

- sisma con:
  - periodo di ritorno 2475 anni
  - $a_g \leq 0{,}62$ g
  - accelerazione spettrale:
    - orizzontale $\leq 0{,}742$ g – fattore di struttura q = 2
    - verticale $\leq 0{,}625$ g – fattore di struttura q = 1,5
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia POS. 2) ≤ 395 kgm
- corto circuito con:
  - Icc ≤ di 40 kA
  - carico da corto tale che:

$$F_{CC} \leq \frac{77500}{H + 2{,}85} \text{ dove}$$

    - H è l'altezza dell'apparecchiatura in metri
    - F_{CC}: forza massima orizzontale di corto circuito in N.