



Comune di Parma

Progetto per una linea di T.R.M. nella città di Parma tra la stazione RFI ed il Campus universitario (cfr. AVVISO 3 - Comunicato n.1 del MIT per interventi finanziabili dallo Stato nel settore del Trasporto Rapido di Massa).

LINEA AEREA DI CONTATTO
Relazione tecnica descrittiva

DOC.	P R 1 F i 1 1	REV.	A	SCALA	VARIE	FILE	P R 1 F i 1 1 A
------	----------------------	------	----------	-------	-------	------	------------------------

Sintagma Progettazione infrastruttura stradale Integrazione prestazioni specialistiche	SMT P SOCIETÀ PER LA MOBILITÀ ED IL TRASPORTO PUBBLICO Progettazione sistema trazione elettrica
TPS PRO Analisi trasportistica	TEP S.p.A. Consulenza materiale rotabile
ptsclas Analisi costi benefici	SATFERR S.r.l. European Railway Service Progettazione sistema di alimentazione
STUDIO INGEGNERIA GENNARI Consulenza progettazione strutturale	

A	16/01/25	Emissione			
REVISIONE	DATA	OGGETTO	REDATTO	VERIFICATO	AUTORIZZATO

SOMMARIO

1 – PREMESSA	3
2- ANALISI TRACCIATO.....	5
2.1 – DESCRIZIONE SOMMARIA OPERA E COMPONENTI.....	7
2.1.1 – LINEA AEREA DI CONTATTO	8
2.1.2 – FUNI.....	8
2.1.3 – MENSOLE IN ACCIAIO	9
2.1.4 – ISOLATORI.....	10
2.1.5 – PRINCIPALI COMPONENTI LINEA AEREA DI CONTATTO.....	11
2.1.6 –SOSPENSIONI E SISTEMA DI ISOLAMENTO NEL SOTTOPASSO	14
2.1.7 – ANCORAGGIO PALI SU PONTE STENDHAL	15
2.1.8 – SISTEMA DI SICUREZZA PLF	15
2.1.9 – SPECIFICHE PALI TIPO M.....	18
3 CALCOLO TIPOLOGICO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICA DEI SOSTEGNI.....	22
4- CONTROLLI DA ATTUARSI IN SEDE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA	74
5- FATTIBILITÀ ESECUZIONE LINEA AEREA DI CONTATTO.....	74

1 – PREMESSA

Il presente studio di fattibilità è destinato a valutare l'ammissibilità e le condizioni di realizzazione della linea aerea di contatto ad uso del nuovo sistema di trasporto rapido di massa (TRM) di Parma.

Partendo dall'analisi del tracciato e dalla relazione di Potenzialità, che individua la sezione della linea di contatto e la posizione della Sottostazione Elettrica, si è proceduto allo sviluppo della distribuzione meccanica dei sostegni della linea stessa avente un'estensione complessiva di circa 9,7 km di singolo bifilare e realizzata in parte con sistema rigido a catenaria ed in parte con sistema di sospensione elastica di tipo autocompensato.

In funzione delle differenti tipologie, le strutture di sostegno saranno con sistema di sospensione a mensola in acciaio o sistema di sospensione, a trasversale in fune di acciaio o sintetica, rispettando sempre il principio di doppio isolamento.

Inquadramento normativo:

- Norma C.E.I. 9-2 - fasc. 339 "Norme per gli impianti di trazione elettrica";
- Norma C.E.I.-EN 50119 "Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane - Impianti fissi - Linee aeree di contatto per trazione elettrica";
- Norma CEI EN 50122-1 Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane – Impianti fissi - Sicurezza elettrica, messa a terra e circuito di ritorno Parte 1: Provvedimenti di protezione contro lo shock elettrico;
- Norma CEI EN 50149 Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane Impianti fissi - Trazione elettrica - Fili sagomati di contatto in rame e lega di rame;
- Norma CEI EN 50345 Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane – Impianti fissi -Trazione elettrica - Strutture a fune sintetica isolata per sostegno delle linee aeree di contatto;
- NTC 2018 "Norme tecniche per le costruzioni";
- Norme: DIN EN 50124-1, CEI/IEC 60060-1:2010, CEI/IEC 60383-1:1993-04, CEI/IEC 60383-2:1993, IEC 60273:2000 e EN 62621:2016
- Norma U.N.I.-EN 10025-1 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura";
- Norma U.N.I.-EN 10025-2 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali";
- Norma U.N.I.-EN 10025-3 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali saldabili a grano fine allo stato normalizzato/normalizzato laminato";
- Norma U.N.I.-EN 10025-4 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali saldabili a grano fine ottenuti mediante laminazione termomeccanica";
- Norma U.N.I.-EN 10025-5 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica.";
- Norma U.N.I.-EN 10025-6 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali: Per prodotti piani di acciai per impieghi strutturali ad alto limite di snervamento, bonificati";
- Norma U.N.I.-E.N. 10210 "Profilati cavi finiti a caldo di acciai non legati e a grano fine per impieghi strutturali - Parte 1: Condizioni tecniche di fornitura";

- Norma U.N.I.-EN 10219-1 “Profili cavi per la costruzione finiti a freddo in acciai da costruzione non legati e a grana fine per strutture saldate – Condizioni tecniche di fornitura”;
- Norma U.N.I.-EN 10219-2 “Profili cavi per la costruzione finiti a freddo in acciai da costruzione non legati e a grana fine per strutture saldate - Tolleranze, dimensioni e caratteristiche del profilo”;
- Norma C.E.I. 7-6 “Controllo della zincatura a caldo per immersione su elementi di materiale ferroso destinati a linee e impianti elettrici”;
- Norma U.N.I. 4633/60 “Classificazione e qualifica dei saldatori elettrici. Saldatori per tubazioni di spessore - 4 mm di acciaio dolce o acciaio a bassa lega”;
- Norma U.N.I.–ISO 2859 “Procedimenti di campionamento nel collaudo per attributi”;

2- ANALISI TRACCIATO

La line filoviaria verrà realizzata in parte su viabilità esistente ed in parte su nuova viabilità dedicata.

Le vie interessate sono le seguenti:

- Viale Rustici (da viale San Martino a Ponte Dattaro)
- Viale Du Tillot
- Ponte Stendhal
- Via Langhirano (Da ponte Stendhal a intersezione con Via Liani)
- Nuovo sottopasso tangenziale Sud (tra Via Liani e Parcheggio scambiatore SUD)
- Nuova viabilità di accesso al Campus universitario (da Rotatoria Strada martinella a Parco Area delle scienze intersecando la SS665 Massese)
- Anello interno al campus "Parco area delle scienze)

Di seguito vengono elencati i punti singolari identificati lungo il tracciato nei quali è previsto l'utilizzo di sistemi di sospensione dedicata, i cui dettagli sono riportato nelle schede tipologiche d'intervento:

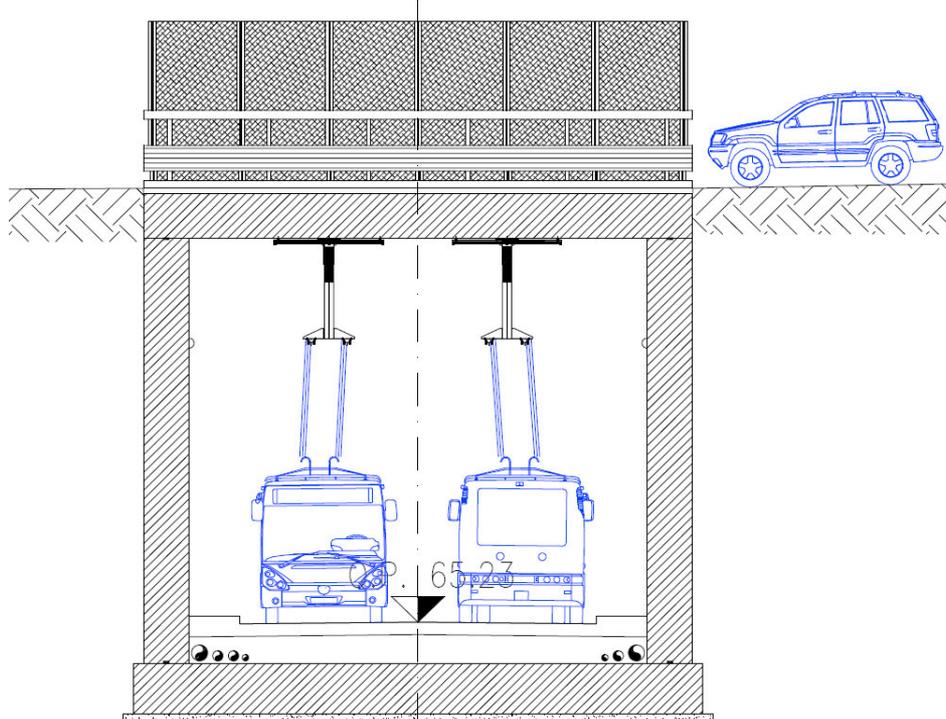
- Sottopasso Viale Du Tillot:



- Ponte Stendhal



- Nuovo sottopasso Tangenziale Sud



In relazione alle interferenze aeree sono stati identificati i seguenti punti:

- a) Elettrodotti Terna:
 - N°661 Parma Vigheffio – AMPS con altezza dei conduttori pari a 15 metri da piano strada e distanza dai componenti dell'impianto conforme alle CEI 11-4 (>4,4 + Del)
 - N° 607 S. Quirico – Vigheffio con altezza dei conduttori pari a 16 metri da piano strada e distanza dai componenti dell'impianto conforme alle CEI 11-4 (>4,4 + Del)
 - N°659 Vigheffio – Reggio via Gorizia con altezza dei conduttori pari a 18 metri da piano strada e distanza dai componenti dell'impianto conforme alle CEI 11-4 (>4,4 + Del)
 - N° 684 Vigheffio – Montecchio con altezza dei conduttori pari a 16 metri da piano strada e distanza dai componenti dell'impianto conforme alle CEI 11-4 (>4,4 + Del)
- b) Impianti semaforici in prossimità del ponte Dattaro per il quale è previsto il riposizionamento a distanza adeguata;
- c) Pannello segnaletica stradale su portale in viale du Tillot direzione Campus da riposizionare a distanza adeguata;
- d) Pannello segnaletica stradale su portale in viale du Tillot direzione Stazione FS da riposizionare a distanza adeguata;
- e) N° 4 impianti di illuminazione attraversamento pedonale su mensola da riposizionare all'interno del campus da riposizionare a distanza adeguata.

2.1 – Descrizione sommaria opera e componenti

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di un nuovo tratto di bifilare (9700 metri circa) necessario all'instradamento del filobus.

La quota del bifilare verrà impostata tra 5,2 e 5,5 metri dal piano strada ad eccezione dei sottopassi nei quali la quota sarà comunque superiore al limite minimo definito dalla CEI EN 50122-1 (4,7m).

Al fine di assicurare il necessario sostegno, il corretto tracciato e la giusta curvatura dei conduttori vengono posti in opera i seguenti principali elementi:

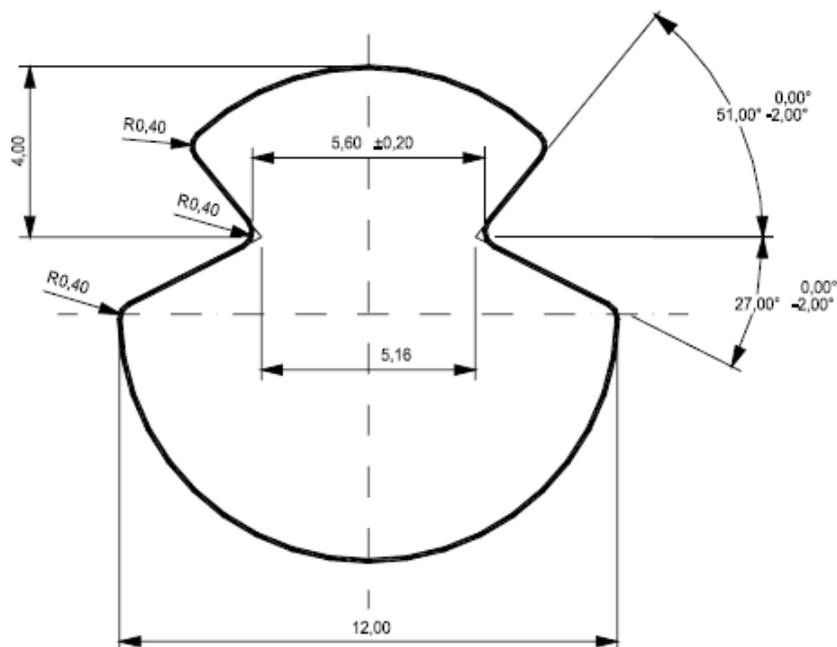
- n°402 pali Tipo M
- n°172 mensole
- n°27 ritenute volanti
- n°199 sospensioni elastiche su trasversale
- n°225 sospensioni elastiche su mensola
- n° 10 campate di catenaria da 60 metri ciascuna.

La sospensione sarà del tipo elastico sospesa su mensole e su trasversali realizzati con funi in parte metalliche INOX A4 – (AISI 316) e in parte di fune isolante di materiale sintetico.

Per quanto riguarda gli aspetti tecnici specifici dell'impianto filoviario, nei successivi punti si esplicitano le caratteristiche dei principali componenti.

2.1.1 – Linea aerea di contatto

La linea di contatto è costituita da singolo bifilare con conduttori in rame della sezione di 100 mmq, diametro 11,8 mm, peso 0,86 kg/m, carico di rottura minimo di 37,5 daN/mm² (CEI-EN 50149 AC-100, tabella CEI – UNEL 70611–71 per rame di tipo A), tensione massima ammissibile $\sigma_a = 15$ daN/mm².



Dimensioni in millimetri

NOTA Le dimensioni senza tolleranze sono date solo come linea guida.

Figura A.2 – Configurazione del filo di contatto AC-100

2.1.2 – Funi

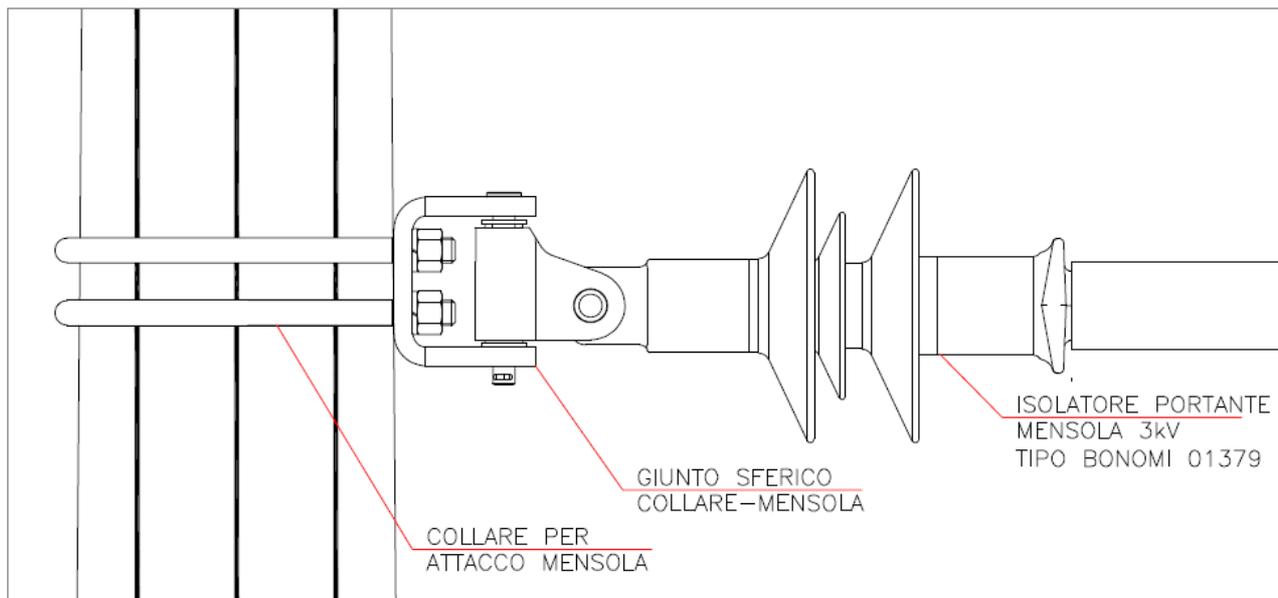
A seconda delle condizioni di carico verranno utilizzate le seguenti funi:

- sintetiche di grandezza 2, con carico di rottura 2.000 daN, diametro esterno 11 mm, peso per metro lineare 0,086 kg, tiro utile 800 daN (40 % del carico di rottura);
- sintetiche di grandezza 3,5, con carico di rottura 3.500 daN, diametro esterno 13,5 mm, peso per metro lineare 0,142 kg, tiro utile 1400 daN (40 % del carico di rottura);
- in acciaio inox AISI 316, formazione a 19 fili, con tiro a rottura di 5140 daN e tiro ammissibile di 2056 daN. Il diametro è di 8 mm e il peso proprio è di 0,33 daN/m;
- in acciaio inox AISI 316, formazione a 49 fili, con tiro a rottura di 4050 daN e tiro ammissibile di 1620 daN. Il diametro è di 8 mm e il peso proprio è di 0,33 daN/m;

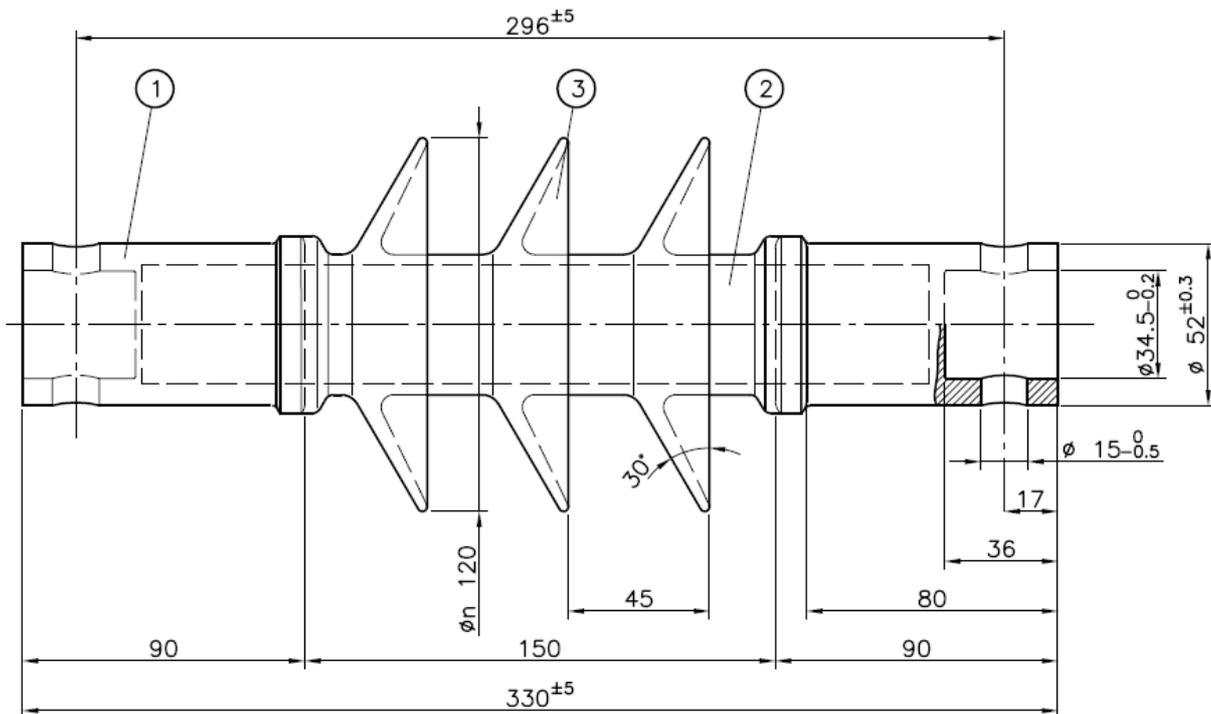
2.1.3 – Mensole in acciaio

I tubi per mensole saranno in profilo in tubo tondo di acciaio zincato Classe S235 H (UNI EN 10210-1) $R_s \geq 235$ N/mm² di tipo sezione 76,1x5mm o 88,9x5mm.

L'attacco al palo avverrà attraverso un giunto sferico dotato di isolatore.

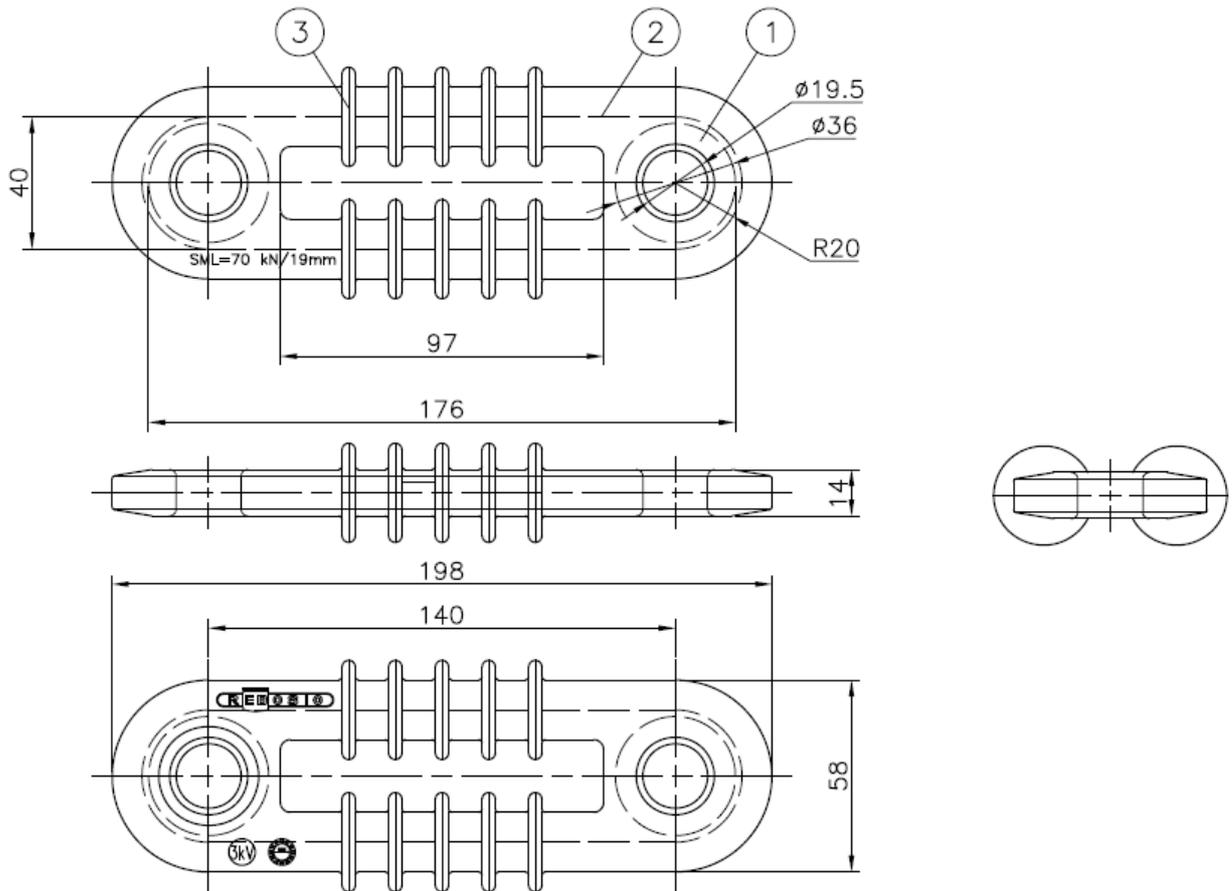


Isolatore portante in gomma siliconica.



2.1.4 – Isolatori

Gli isolatori dovranno essere conformi alle seguenti norme: DIN EN 50124-1, CEI/IEC 60060-1:2010, CEI/IEC 60383-1:1993-04, CEI/IEC 60383-2:1993, IEC 60273:2000 e EN 62621:2016, CEI/IEC 61109.



ELECTRICAL CHARACTERISTICS

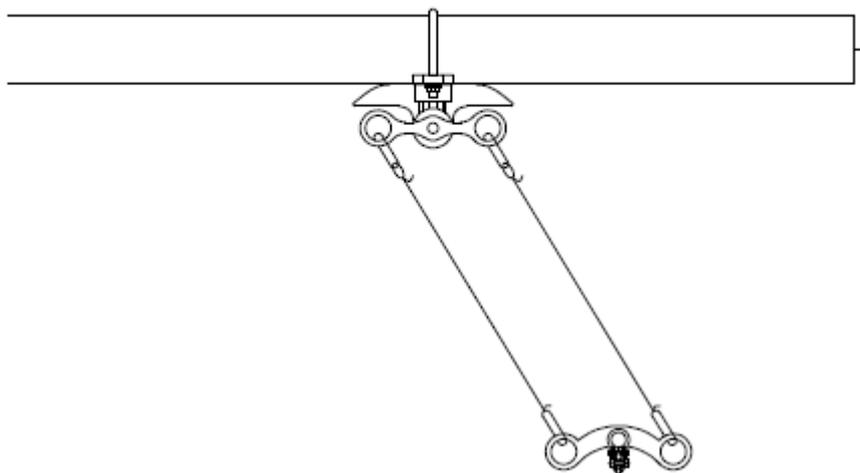
WET POWER FREQUENCY FLASHOVER VOLTAGE	31 kV
LIGHTNING IMPULSE FLASHOVER VOLTAGE	84 kV
SPECIFIED MECHANICAL LOAD	70 kN
ROUTINE TEST LOAD	35 kN
MIN. CREEPAGE DISTANCE	150 mm
ARCING DISTANCE	108 mm

– TOLERANCES, ELECTRICAL AND MECHANICAL TESTS ACCORDING TO IEC 61109

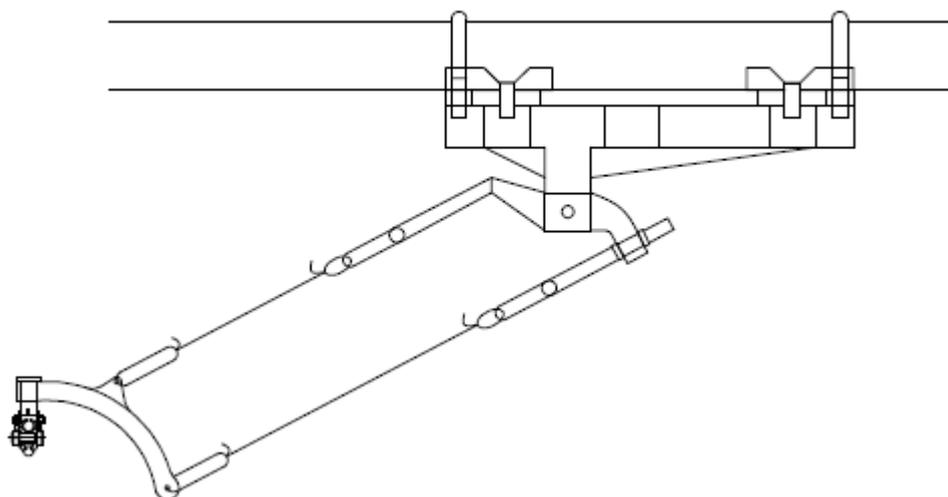
2.1.5 – Principali componenti linea aerea di contatto

a) Linea elastica:

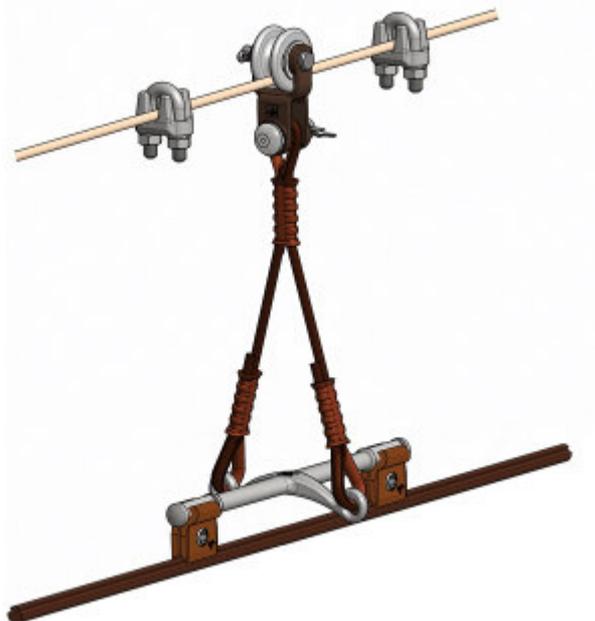
SOSPENSIONE LINEA ELASTICA 0–2.5°



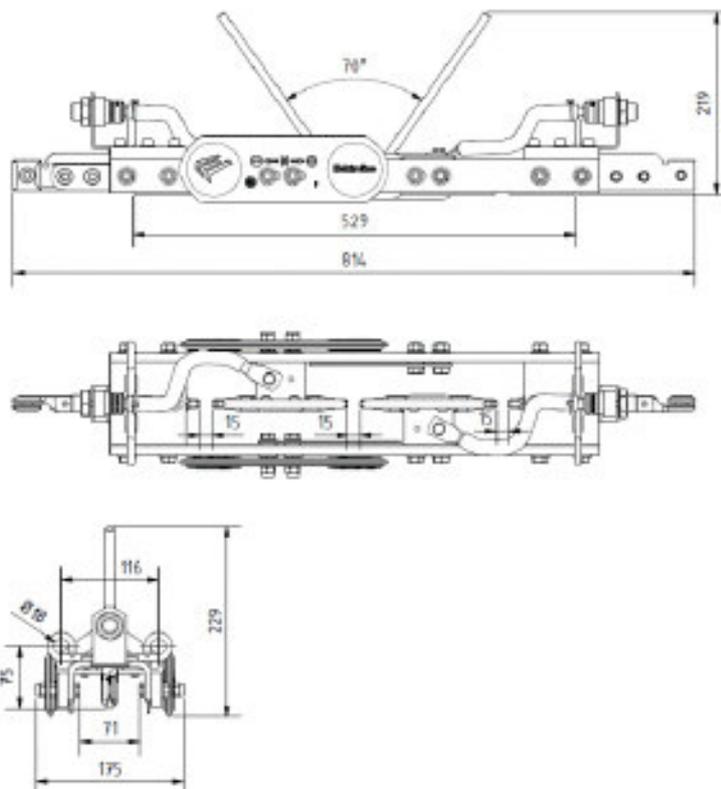
SOSPENSIONE LINEA ELASTICA 3–30°



b) Sospensione per catenaria



c) Sezionatore a diodi

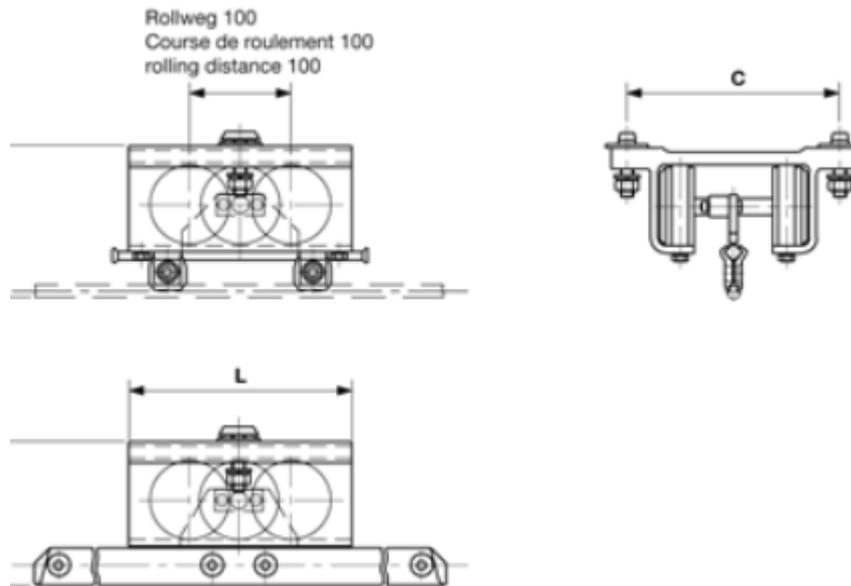


d) Tegoli aggancio automatico aste

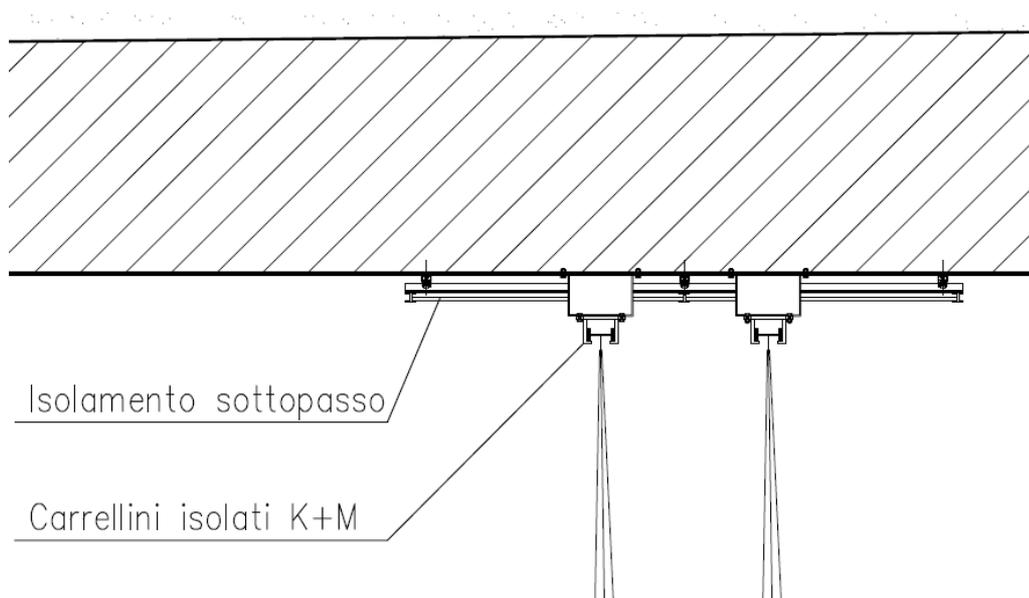


2.1.6 – Sospensioni e sistema di Isolamento nel sottopasso

In corrispondenza del sottopasso di Viale Du Tillot e della Tangenziale Sud la sospensione del bifilare sarà realizzata mediante l'utilizzo di supporti mobili dotati di griffa con gradinete variabile tra 0 e 10%

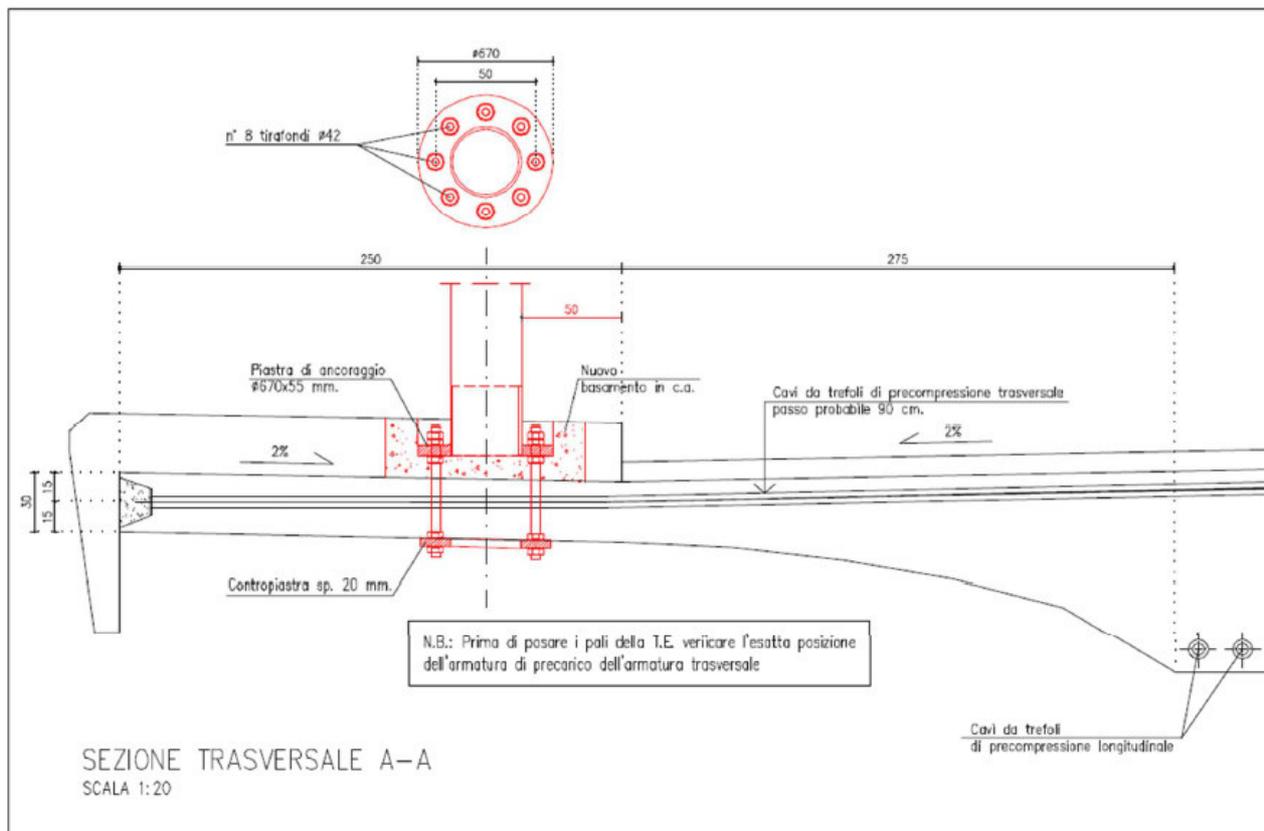


Nell'intradosso del sottopasso sarà inoltre inserito un sistema di isolamento supplementare costituito da una struttura in vetroresina



2.1.7 – Ancoraggio pali su ponte Stendhal

Il tracciato filoviario transita sul ponte Stendhal rendendo necessaria l'installazione di due pali sull'impalcato dello stesso. Di seguito un dettaglio del sistema di ancoraggio analizzato nella sezione dedicata del presente progetto.



2.1.8 – Sistema di sicurezza PLF

L'impianto sarà dotato di un sistema di monitoraggio del conduttore aereo in grado di rilevarne la rottura ed attivare immediatamente lo sgancio dell'interruttore extrarapido di sottostazione, scongiurando dunque la possibilità che la linea rimanga in tensione, ad esempio, per l'alta impedenza dell'anello di guasto oppure non sufficiente di/dt.

- Struttura del sistema

Per la compressione generale vengono ora evidenziati gli aspetti salienti del Sistema di rivelazione rottura filo di contatto (PLF), costituito da un insieme di dispositivi periferici di sorveglianza denominati PLF, di dispositivi periferici passivi denominati UTL, di un'unità Front End posta in SSE e di un Centro Operativo di Controllo.

- Modalità di intervento del sistema PLF

L'apparecchio periferico "PLF" opera tempestivamente nel caso di rottura del filo di contatto della linea aerea o del conduttore equipotenziale riconoscendo le condizioni di guasto in un tempo $t \leq 200$ ms ed immediatamente provvede ad azioni protettive per garantire la sicurezza elettrica e la localizzazione del guasto.

Il livello di protezione si realizza mediante invio alla Unità di Front-End, posta nella SSE di competenza, di un comando di apertura IR dell'alimentatore di tratta. Tale comando è reso disponibile su un contatto pulito di relè con un ritardo massimo di 20ms dal riconoscimento del guasto, per un impianto costituito da n.14 dispositivi PLF sulla stessa tratta.

La messa fuori tensione di linea avviene quindi per la forzata apertura dell'IR. Il tempo totale necessario per impartire il comando di apertura dell'IR è di 220 ms.

Se la comunicazione del Front End con un qualsiasi dispositivo periferico viene interrotta, non conoscendo lo stato della linea di contatto, al fine di garantire la massima sicurezza, verrà comandata l'apertura dell'IR della tratta di competenza.

- Dispositivo di controllo PLF

Ciascun apparecchio PLF periferico opera in relazione ad una singola sezione di linea provvedendo al monitoraggio continuo dello stato della linea di contatto per rivelarne istantanei cambiamenti nei parametri elettrici;

Riconosce in tempo reale con un ritardo $t \approx 200$ ms dall'istante dell'evento, l'insorgenza della rottura della linea di contatto e ne diagnostica la tipologia di guasto, filo di contatto o collegamento equipotenziale;

Invia, in tempo reale con interconnessione via cavo in Fibra Ottica, a seguito del riconoscimento dell'evento di guasto, l'ordine di apertura degli interruttori extrarapidi attraverso le Unità di Front End posizionate nelle SSE di competenza. Le Unità di Front End provvedono a comandare l'apertura dell'IR e ad inoltrare immediatamente, via rete ethernet, un messaggio di avvertimento al Centro di Controllo;

Il PLF esegue periodicamente l'auto-diagnostica in modo automatico con simulazione di guasti di linea per controllare la propria efficienza;

Comunica al centro di controllo, automaticamente o su richiesta dell'operatore, ogni situazione di anomalia operativa (sconnessione PLF dalla linea, test di simulazione di guasto non andato a buon fine, tensione di batteria fuori range, rete in Fibra Ottica fuori servizio ecc).

Il controllo di linea è eseguito anche in condizioni di fuori tensione o di temporaneo fuori servizio di linea, con modalità ad intermittenza, per un periodo massimo di 5 giorni, derivando il PLF l'alimentazione da batteria di "back up". Dopo tale periodo si disattiva automaticamente, dandone comunicazione al centro e rimanendo in attesa del rientro della tensione della linea di contatto. Rimane comunque attivo per alcuni mesi un circuito di supervisione, in grado di richiamare istantaneamente in servizio il PLF al ritorno della tensione di linea.



Gli apparecchi PLF periferici sono composti da:

- Unità di controllo a microprocessore in configurazione ridondata, con generatore di segnali Firmware dedicato con funzioni di auto-diagnostica, auto-taratura, generazione ed analisi dei segnali di controllo, segnalazione a led, comunicazione via fibra ottica verso il Front End.
- Interfaccia di linea, con isolamento galvanico di 5,5kV eff. - 50 Hz – 60s tra
- Alimentatore converter DC/DC 400 □ 1100Vcc / 11,6-13,8Vcc – 2,2A con isolamento galvanico tra alta e bassa tensione di 5,5kV eff. – 50Hz – 60s;
- Modulo di comunicazione con il Front End di SSE tramite convertitore ottico/elettrico con link via cavo a due anime in fibra ottica Multimodo 62,5/125um, Attenuazione < 3,5 dB/Km @ 850nm secondo IEC 60793-2-10;
- Batteria di back-up 7,5 Ah / 12 Vcc;

- Dispositivo passivo UTL

L'unità UTL ha la funzione, nelle linee di tipo semplice bifilare, di creare un equipotenziale virtuale tra la linea di contatto positiva e la linea di contatto negativa al fine di chiudere (delimitare) l'area di controllo del PLF. La distribuzione di tali apparati passivi è esplicitata in Figura 2.

Tale apparato è contenuto in armadio in scatola in Poliestere.

- Centro operativo

Il software del centro Operativo gestisce i parametri riguardanti le attività funzionali e di manutenzione dell'impianto. Svolge le seguenti attività:

- Invia ad ogni PLF, per mezzo del Front End, le modalità di funzionamento con le relative soglie di intervento;
- Segnala e Registra gli eventi
- Visualizza i dati di test, effettuati su richiesta o in modo automatico dai dispositivi PLF (es: auto- diagnosi, livello della batteria, ecc.);
- Memorizza i parametri operativi ed i dati storici.
- Visualizza i dati in forma di liste (eventi e risultati di test) ed in formato grafico
- Riporta tramite interfaccia grafica lo stato dei PLF in linea

2.1.9 – Specifiche pali Tipo M

La presente Specifica Tecnica definisce i requisiti tecnico-prestazionali del palo rastremato tubolare in acciaio ad alta resistenza per i seguenti differenti tipi di impiego:

- sostegno delle linee aeree di contatto;
- sostegno delle linee aeree di contatto e dell'impianto di illuminazione pubblica (TE/IP).

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le caratteristiche tecniche e costruttive del palo dovranno essere rispondenti alla seguente normativa:

- Norma U.N.I.-EN 10025-1 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura";
- Norma U.N.I.-EN 10025-2 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali";
- Norma U.N.I.-EN 10025-3 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali saldabili a grano fine allo stato normalizzato/normalizzato laminato";
- Norma U.N.I.-EN 10025-4 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali saldabili a grano fine ottenuti mediante laminazione termomeccanica";
- Norma U.N.I.-EN 10025-5 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica.";
- Norma U.N.I.-EN 10025-6 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali: Per prodotti piani di acciai per impieghi strutturali ad alto limite di snervamento, bonificati";
- Norma U.N.I.-E.N. 10210 "Profilati cavi finiti a caldo di acciai non legati e a grano fine per impieghi strutturali - Parte 1: Condizioni tecniche di fornitura";
- Norma U.N.I.-EN 10219-1 "Profili cavi per la costruzione finiti a freddo in acciai da costruzione non legati e a grana fine per strutture saldate - Condizioni tecniche di fornitura";
- Norma U.N.I.-EN 10219-2 "Profili cavi per la costruzione finiti a freddo in acciai da costruzione non legati e a grana fine per strutture saldate - Tolleranze, dimensioni e caratteristiche del profilo";
- Norma C.E.I. 7-6 "Controllo della zincatura a caldo per immersione su elementi di materiale ferroso destinati a linee e impianti elettrici";
- Norma C.E.I. 9-2 - fasc. 339 "Norme per gli impianti di trazione elettrica";
- Norma C.E.I.-EN 50119 "Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane - Impianti fissi - Linee aeree di contatto per trazione elettrica";
- Norma U.N.I. 4633/60 "Classificazione e qualifica dei saldatori elettrici. Saldatori per tubazioni di spessore - 4 mm di acciaio dolce o acciaio a bassa lega";
- Norma U.N.I.-ISO 2859 "Procedimenti di campionamento nel collaudo per attributi";
- Norma U.N.I.-EN ISO 1461:2009 "Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio - Specificazioni e metodi di prova".

Le norme qui indicate sono da ritenersi indicative e non esaustive, la Ditta dovrà riferirsi a tutta la normativa vigente in materia all'atto della fornitura.

CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

Tutte le differenti tipologie di palo descritte al precedente p.to 1 dovranno essere conformi alle seguenti caratteristiche:

- materiale S355J2H
- carico di rottura compreso tra 490 e 630 N/mm²
- carico di snervamento $R_s \geq 355$ N/mm²
- allungamento $A \geq 21\%$

e realizzate secondo una delle seguenti modalità:

- in tubi di acciaio ad alta resistenza in un solo pezzo;
- mediante singoli elementi non saldati longitudinalmente a comporre il palo completo;
- mediante singoli elementi saldati longitudinalmente a comporre il palo completo. Le dimensioni dei sostegni sono riportate nella Tav. 06 del Progetto esecutivo.

Le tolleranze sulle dimensioni e sul peso sono:

- sul diametro esterno $\pm 1,5\%$
- sullo spessore del tronco di base $\pm 1,5\%$
- sulla lunghezza dei tronchi ± 40 mm
- sulla lunghezza totale ± 50 mm
- sul peso di ogni palo $+8\% / -2\%$
- sul peso dell'intera fornitura $\pm 7,5\%$

Tutti i pali, a meno di quelli designati come TE/IP la cui sommità dovrà risultare apribile, dovranno essere resi ermetici chiudendo le estremità con fondelli in acciaio saldato dallo spessore 4 mm.

Su ciascun palo, a circa 1,5 m dall'incastro (fuori terra), dovrà essere collocata una targhetta identificativa.

Tutti i pali dovranno essere predisposti per il collegamento a terra.

A titolo esemplificativo, i pali saranno provvisti di una presa di terra costituita da un dado esagonale M16, realizzato in acciaio AISI 304, saldato a filo esterno e tale da risultare a 30 cm circa dal piano di calpestio.

Il dado dovrà essere fornito completo di vite e testa esagonale M16x35 realizzato in acciaio AISI 304 e di rosetta elastica realizzata in acciaio AISI 304 U.N.I. 1751/1752.

La zona di contatto del dado per la presa di terra dovrà presentare un contatto elettrico efficiente.

Zincatura

I fusti dopo le varie lavorazioni indicate dovranno essere zincati in bagno a caldo sia internamente che esternamente, mediante immersione in vasche di zinco fuso.

Tale operazione dovrà essere eseguita su tutti i pali oggetto della fornitura ed indipendentemente dal loro tipo di impiego in accordo alla classificazione di cui al precedente punto 1.

Lo spessore minimo dello zinco non dovrà essere inferiore a 70 μ m.

Dopo la zincatura le filettature dovranno essere ripassate.

Per agevolare il processo di immersione nelle vasche di zincatura, potrà essere effettuato un foro all'estremità superiore del palo, il quale dovrà essere successivamente chiuso tramite tappo in materiale plastico, dopo la verniciatura.

Protezione alla base del sostegno

La parte dei pali da infilare nel blocco di fondazione, maggiorata in lunghezza di 100 mm,

dovrà essere protetta da un rivestimento ad alta resistenza meccanica di colore nero previa leggera sabbiatura e applicazione di prodotto tipo SIGMASHIELD 1200 colore spessore 800 micron.

Tale rivestimento dovrà possedere le seguenti caratteristiche:

- Essere impermeabile all'acqua;
- Essere impermeabile all'aria;
- Non diventare secco;
- Poter essere impiegato senza difficoltà in aria secca fino a 120°C;
- Essere resistente al freddo fino a -40°C;
- Essere dotato di un'alta aderenza all'acciaio (almeno 4 o 5 N/mm²), ma al contempo di una elevata elasticità (capacità di allungamento di almeno 180%) e bassa rigidità propria;
- Resistente alle più comuni sostanze chimiche, agli acidi, ai solventi e all'urina (non devono innescarsi fenomeni degenerativi);
- Non deve poter essere intaccato da fenomeni di corrosione;
- La decolorazione sotto l'influenza dei raggi solari deve essere impercettibile;
- Non deve rilasciare sostanze nell'ambiente;
- Deve essere riciclabile;
- Le proprietà devono rimanere inalterate per almeno 15 anni;

Tale protezione dovrà risultare perfettamente aderente al palo in ogni punto, con particolare attenzione al bordo superiore che dovrà apparire senza sbordatura o scalino.

La zona di contatto del dado per la presa di terra (palo-dado/rosetta elastica - vite) non dovrà essere ricoperta da guaina e/o vernice.

La base del palo dovrà essere protetta con lamierino di ferro zincato per assicurarne l'integrità durante il trasporto. Il lamierino zincato dovrà lasciare scoperta, verso l'alto, una fascia bituminosa dell'altezza di 20 mm.

Allo scopo di preservare l'interno dei pali, sull'apertura di testa dei pali con estremità aperte, dovrà essere calzato un apposito coperchio, realizzato in acciaio verniciato.

Verniciatura

- Ciclo di verniciatura secondo la norma EN 12944-5 G3.04-C3-vh su pali zincati a caldo secondo EN 1461
- Zona di incastro + 100 mm alla base del palo a leggera sabbiatura e applicazione di prodotto tipo SIGMASHIELD 1200 colore spessore 800 micron
- Zona fuori terra del palo leggera sabbiatura e applicazione di una mano di fondo a base epossidica tipo SIGMACOVER 280 spessore 80 micron – mano a finire a base poliuretanic tipo SIGMADUR 520 (RAL a discrezione della DL) spessore 80 micron - per uno spessore totale di 160 micron

Targhetta identificativa

Su ogni palo di sostegno, oggetto di fornitura rastremato, dovrà essere saldata, ad una altezza di 2500 mm dalla base, una targhetta identificativa indicante il:

- Nome della ditta produttrice
- Anno di costruzione
- Tipo
- Numero progressivo di costruzione

I caratteri dovranno avere un'altezza di almeno 20 mm ed essere impressi in modo da riuscire chiaramente leggibili.

Pali di sostegno promiscui TE/IP

Alcuni pali oggetto di fornitura potranno essere utilizzati anche per gli impianti di illuminazione pubblica, mediante fissaggio di un doppio sbraccio (non facente parte della presente fornitura).

A tal fine, su richiesta dell'ente committente, verso la base del palo dovrà essere praticata un'asola per il passaggio cavi e dovrà essere predisposto apposito tiracavi per consentire la fuoriuscita degli stessi dalla sommità.

A titolo indicativo, ciascun sostegno del tipo TE/IP dovrà essere provvisto di una finestrella a spigoli arrotondati e smussati, contrapposta alla linea di saldatura longitudinale, posizionata nella zona interrata dello stesso palo, ad una distanza dalla base del palo da definirsi a seconda dell'interfaccia con le opere civili.

L'estremità superiore del palo di diametro ridotto a 60mm verrà chiusa tramite apposito coperchio removibile.

Il coperchio sarà fissato alla sommità tramite bulloni e staffette opportunamente posizionate all'interno del palo stesso.

3 CALCOLO TIPOLOGICO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICA DEI SOSTEGNI

In questa sezione viene riportata la metodologia di calcolo per il raggiungimento delle prestazioni impiantistiche attese.

Le ipotesi di calcolo, i dati climatici e le relative azioni da sovraccarico vengono determinate sulla base Capitolo 6.2 della CEI EN 50119 di cui si esplicita il contenuto.

6.2 Azioni sulle linee aeree di contatto

6.2.1 Introduzione

I valori caratteristici, concernenti i dati climatici, delle azioni sulle linee sono derivati dalla EN 50125-2. L'insieme delle azioni costituisce un sistema di progetto completo specialmente tenendo in considerazione i casi di carico stabiliti.

Le azioni sulle linee aeree di contatto sono considerate come azioni quasi-statiche che non richiedono la verifica della sollecitazione a fatica.

Le azioni dinamiche dovute alla interazione pantografo/linea di contatto conseguente alla circolazione dei filobus sono di ridotta entità e non vengono presi in considerazione.

6.2.2 Carichi permanenti

I pesi propri dei sostegni e delle loro apparecchiature quali mensole, dispositivi di tensionamento (regolazione del tiro), isolatori e fili di sostegno trasversali agiscono come carichi permanenti. Il valore caratteristico è G_K .

6.2.3 Carichi variabili

La variazione della tensione delle apparecchiature di ormeggio fisso è determinata in base ad ogni singolo caso di carico, come di seguito:

- conduttore sotto l'azione del carico del ghiaccio;
- conduttore alla temperatura di progetto e alla temperatura minima;
- conduttore sotto l'azione del massimo carico del vento;
- conduttore sotto l'azione combinata dei carichi del ghiaccio e del vento.

Il valore caratteristico è Q_{CK} .

6.2.4 Carichi dovuti al vento

6.2.4.1 Generalità

Il progetto delle linee aeree di contatto, considerati i carichi del vento, è basato sulla velocità del vento misurata dieci metri al di sopra del terreno, mediata su un periodo di dieci minuti, in uno spazio relativamente aperto caratterizzato da un terreno di categoria II conformemente alla EN 1991-1-4. Per il progetto strutturale dei sostegni i valori delle velocità del vento in 50 anni sono dati nella EN 50125-2.

Il progetto dei carichi del vento agenti su linee aeree di contatto è eseguito con il metodo descritto nei paragrafi da 6.2.4.2 a 6.2.4.7 della CEI EN 50119.

6.2.4.2 Pressione dinamica del vento

La pressione dinamica del vento q_K misurata in daN/m² agente sugli elementi di linea aerea di contatto è determinata mediante la seguente formula:

$$q_k = \frac{1}{2} * G_q * G_t * \rho * V_R^2 = \frac{1}{2} * 2,05 * 1 * 1,307 * 21,67^2 = 62,9 \text{ daN/m}$$

dove

G_q è il fattore di risposta alle raffiche di vento così come definito nella ENV 1991-2-4:1995. Per le linee aeree di contatto di altezza pari a circa 10 m, G_q è assunto pari a **2,05**;

G_t è il fattore caratteristico del terreno che tiene in considerazione la protezione delle linee, per esempio nelle trincee, negli attraversamenti delle città e delle foreste. Negli spazi aperti G_t è **1,0**;

V_R è la velocità di riferimento del vento in m/s ad un'altezza di 6 m al di sopra del terreno, mediata su un intervallo di 10 minuti, con un periodo di ritorno in accordo con 6.2.4.1, la cui determinazione avviene attraverso la seguente formula definita dalla CEI EN 50125-2:

$$V_R = V_{10} * (h/10)^\alpha = 25 * (6/10)^{0,28} = 21,67 \text{ m/s}$$

Dove:

V_{10} è la velocità misurata a 10 metri da terra avente un tempo di ritorno pari a 50 anni dedotta dalla ENV 1991-2-4 che per l'Emilia Romagna è definita in **25m/s**;

α parametro di andamento accidentato in relazione alla categoria del terreno assunto pari a 0,28 per i centri città in accordo alla CEI EN 50125-2;

h è l'altezza da terra del conduttore max 6 metri.

ρ è la densità dell'aria, pari a 1,225 kg/m³ a 15 °C e 600 m di altitudine, variabile in funzione dell'altitudine e temperatura con la seguente formula:

$$\rho = 1,225 * (288/T) * e^{-1,2*10^{-4}*H} = 1,225 * (288/268) * e^{-1,2*10^{-4}*57} = 1,307 \text{ kg/m}^3$$

dove

T è la temperatura assoluta in K pari a 268 °K (-5°C);

H è l'altitudine del Comune di Parma corrispondente a 57 m.

6.2.4.3 Forze del vento sui conduttori

La pressione del vento sui conduttori determina forze trasversali alla direzione della linea. La forza agente su un sostegno per effetto dell'azione del vento sulle due campate adiacenti è determinata mediante la formula:

$$Q_{wc} = q_k * G_C * d * C_C * (L_1 + L_2) * \frac{1}{2} * \cos^2 \phi$$

dove

q_k è la pressione dinamica caratteristica del vento pari a **62,9 daN/m** (fare riferimento a 6.2.4.2);

G_C è il fattore di risposta strutturale dei conduttori che tiene in considerazione la risposta dei conduttori mobili al carico del vento. Il fattore G_C dovrebbe essere determinato sulla base dell'esperienza nazionale. Un valore ampiamente accettato sarebbe $G_C = 0,75$;

d è il diametro del conduttore;

C_C è il coefficiente di resistenza del conduttore assunto pari ad **1,0**;

L_1, L_2 sono le lunghezze delle due campate adiacenti;

ϕ è l'angolo d'incidenza della direzione critica del vento rispetto alla perpendicolare al conduttore, in generale si assume ϕ pari a zero.

6.2.4.4 Forze del vento su isolatori ed altri accessori di linea

La forza del vento su un isolatore agisce in corrispondenza del punto di attacco al sostegno nella direzione del vento e è determinata mediante la formula:

$$Q_{W_{ins}} = q_K * G_{ins} * C_{ins} * A_{ins}$$

dove

q_K è la pressione dinamica caratteristica del vento (fare riferimento a 6.2.4.2);

G_{ins} è il fattore di risonanza strutturale per gli isolatori. Si assume un valore di **1,05**;

C_{ins} è il coefficiente di resistenza degli isolatori. Si assume un valore di **1,2**;

A_{ins} è l'area della proiezione orizzontale dell'isolatore su un piano verticale perpendicolare all'asse dell'azione del vento.

La forza del vento sugli altri componenti è calcolata mediante l'equazione di cui sopra con la dovuta considerazione di appropriati coefficienti di resistenza. In molti casi i carichi del vento su isolatori o altri accessori di linea sono molto bassi rispetto ai carichi di altra natura.

6.2.4.5 Forze del vento su campate trasversali e mensole

Le forze del vento agenti su travi trasversali, sospensioni trasversali e campate trasversali come pure sulle mensole sono determinate considerando le azioni del vento sui conduttori determinate mediante le formule specificate in 6.2.4.3.

6.2.4.5.1 Forze del vento su pali

La pressione caratteristica del vento $q_{(z)}$, in N/m², per qualsiasi specifica altezza del suolo, z, è ottenuta dall'equazione seguente:

$$q_{(z)} = \delta * \beta * f * C_{e(z)} * q_{(10)}$$

dove:

δ è un coefficiente che dipende dalle dimensioni del palo; detto coefficiente è dato dalla seguente relazione:

$$\delta = 1 - 0.01xh \text{ dove } h \text{ è l'altezza nominale in metri del palo}$$

β è un coefficiente che dipende dal comportamento dinamico del palo;

$$\beta = 1,5 \text{ (fissato tramite dati tabellari)}$$

f è un coefficiente topografico;

$$f = 1$$

$C_{e(z)}$ è un coefficiente che dipende dalle caratteristiche del terreno del luogo di installazione e dall'altezza dal suolo z;

$$C_{e(z)} = 1,78 \text{ (fissato tramite dati tabellari)}$$

$q_{(10)}$ è la pressione del vento di riferimento data dalla seguente formula:

$$q_{(10)} = 0,5 * \rho * (C_s)^2 * V_{ref}^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

dove:

V_{ref} è la velocità misurata a 10 metri da terra avente un tempo di ritorno pari a 50 anni dedotta dalla ENV 1991-2-4 che;

$$V_{ref} = C_{ALT} \times V_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$$

$V_{ref,0}$ è il valore di base della velocità del vento di riferimento a 10 m sul livello del mare, ottenuta dalle carte del vento, per l'Emilia-Romagna è definita in **25m/s**

C_{ALT} è un coefficiente di altezza fissato a 1,0

ρ è la densità dell'aria, pari a 1,225 kg/m³ a 15 °C e 600 m di altitudine, variabile in funzione dell'altitudine e temperatura con la seguente formula:

$$\rho = 1,225 * (288/T) * e^{-1,2*10^{-4}*H} = 1,225 * (288/268) * e^{-1,2*10^{-4}*57} = 1,307 \text{ kg/m}^3$$

C_s è il coefficiente di conversione di V_{ref} da una probabilità annuale di superamento di 0,02 in altre probabilità, viene posto pari a 1 mantenendo pertanto periodo di ritorno di 50 anni

$$C_s = 1$$

Viene assunto un valore di riferimento $q_{(z)} = 0,00992 \text{ daN/cm}^2$ riferito ad un palo da 8 metri.

A titolo di esempio si ripota il calcolo dell'azione del vento su un Palo M28 nell'ipotesi di calcolo "B", che genera un tiro equivalente in testa pari a: $T_{eq} = 88 \text{ daN}$.

	D (cm)	d (cm)	s (cm)	L sezioni cm	qz (daN/cm ²)	F vento	M vento	Tiro eq Testa
s1	13,30	11,88	0,71	10,00	0,00992	1,72	0,09	
s2	13,30	11,88	0,71		0,00992			
s3	13,30	11,88	0,71	215,00	0,00992	36,89	43,43	
s4	19,40	17,98	0,71	275,00	0,00992	68,83	244,24	
s5	21,90	20,48	0,71	300,00	0,00992	84,76	693,67	88 daN

6.2.4.5.2 Forze del vento su corpi illuminanti

Le forze, in N, esercitate sull'apparecchio di illuminazione devono essere calcolate utilizzando l'equazione seguente:

$$F_l = A_l \cdot c \cdot q(z)$$

dove:

F_l è la forza orizzontale o verticale parziale, in N, dovuta all'azione della pressione del vento sull'apparecchio di illuminazione;

- Al è la superficie proiettata, in metri quadrati, su un piano verticale perpendicolare alla direzione del vento, dell'apparecchio di illuminazione;
 c è il coefficiente di forma orizzontale o verticale dell'apparecchio di illuminazione;
 q(z) è la pressione di progetto del vento, espressa in N/mq, all'altezza z, in metri, sul livello del suolo. Il valore di z dovrebbe essere misurato al centro dell'apparecchio di illuminazione.

Di seguito viene riportata la tabella di calcolo con in s1 le azioni dovute al corpo illuminante posto in testa al palo.

	a (cm)	b (cm)	Al	L sezioni cm	qz (daN/cm ²)	c	Fl	M vento	Fl eq Testa
s1	40,00	10,00	400,00	830,00	0,00992	1,0	5,16	42,83	5

Essendo presenti due corpi illuminanti contrapposti si considera l'effetto del vento su entrambi per cui il sovraccarico risulta essere:

$$F_1 = 10 \text{ daN in testa.}$$

Nel calcolo è stato considerato un fattore parziale $\gamma_w = 1.5$.

6.2.5.1 Carichi dovuti al ghiaccio

I carichi del ghiaccio si determinano per accumulo dovuto a brina, deposito di neve/ghiaccio e neve bagnata sui conduttori delle linee aeree di contatto. I carichi caratteristici del ghiaccio g_{ik} dipendono dal clima e dalle condizioni locali, per es. dall'altitudine, dalla vicinanza di laghi e dall'esposizione al vento. Le definizioni per i carichi del ghiaccio sono date nella EN 50125-2.

6.2.5.2 Carichi dovuti alla neve

Il carico neve su particolari elementi quali i tegoli di aggancio aste al bifilare viene determinato ai sensi del capitolo 3.4.1 delle NTC 2018 come di seguito riportato:

NTC 2018 - 3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \times \mu_i \times C_E \times C_t$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Assumendo:

$$q_{sk} = 150 \text{ daN/mq}$$

$$\mu_i = 0,8$$

$$C_E = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

Ne deriva che:

$$q_s = q_{sk} \times \mu_i \times C_E \times C_t = 150 \times 0,8 \times 1 \times 1 = 120 \text{ daN/mq}$$

6.2.6 Carichi combinati del vento e del ghiaccio

Qualora per il progetto degli impianti e delle strutture della linea aerea di contatto siano prese in considerazione le azioni combinate dei carichi del ghiaccio e del vento, si può assumere il 50% del carico del vento, conformemente a 6.2.4, come agente sulle strutture e sulle apparecchiature senza ghiaccio e sui conduttori coperti da ghiaccio in accordo con 6.2.5. Un valore alternativo può essere fissato nella specifica dell'acquirente.

La forza peso unitaria ρ_i del ghiaccio è assunta pari a 900 daN/mc ed il coefficiente di resistenza aerodinamica è scelto pari a 1,0.

Si deve considerare un incremento del diametro dell'accumulo di ghiaccio. Il diametro equivalente D_i in metri dell'accumulo di ghiaccio è calcolato mediante la formula:

$$D_i = \sqrt{d^2 + 4 * g_{IK} / \pi * \rho_i}$$

dove

d è il diametro del conduttore senza ghiaccio misurato in metri;

g_{IK} è il carico caratteristico del ghiaccio valutato in 0,7 daN/m.

6.2.7 Effetti della temperatura

Gli effetti della temperatura devono essere considerati assieme alle altre azioni climatiche esistenti. I seguenti parametri sono definiti sulla base della EN 50125-2:

- la minima temperatura da considerare in assenza di altre azioni climatiche (-20°C);
- la temperatura ambiente di riferimento per la condizione di carico limite del vento (+5°C);
- la temperatura da assumere con i carichi del ghiaccio e, ove appropriato, con i carichi combinati del ghiaccio e del vento (-5°C).

NOTA. *Le seguenti temperature sono utilizzate in molti paesi: temperatura minima -20 °C; temperatura ambiente di riferimento +5 °C; temperatura con carichi del ghiaccio (e con carichi combinati del vento e del ghiaccio ove pertinente) -5 °C. Le temperature possono essere utilizzate quando si considera il carico di trazione dei conduttori.*

6.2.8 Carichi di costruzione e di manutenzione

I carichi dovuti alle attività di costruzione e manutenzione devono essere considerati, tenendo in considerazione le procedure di lavoro, le controventature temporanee, i dispositivi di sollevamento, ecc. Devono essere assunti valori raccomandati di almeno 1,0 kN per le travi orizzontali delle strutture dei portali e di almeno 2,0 kN per gli altri tipi di strutture, agenti in senso verticale. Queste forze devono agire sui nodi individualmente più sfavorevoli delle travi o in corrispondenza dei punti di attacco dei sostegni o dei conduttori alle strutture. Qualora si adottino idonee pratiche di lavorazione non è necessario progettare gli elementi strutturali per tali carichi.

6.2.9 Carichi accidentali

I carichi accidentali sono specificati per tenere in considerazione il contenimento guasti e le situazioni di emergenza. In generale, in ogni punto di attacco di un conduttore alla struttura è applicato il relativo carico statico residuo risultante dal rilascio della tensione di un filo di contatto, una fune portante o una linea di alimentazione. In generale è sufficiente considerare i carichi

accidentali per le strutture all'estremità delle sezioni di regolazione o per le strutture di ancoraggio di punto fisso. I dettagli dovrebbero essere forniti nella specifica dell'acquirente assieme alla definizione dei casi di carico associati.

6.3 Tipi di strutture e relativi casi di carico

6.3.1 Casi di carico e combinazioni di carico

6.3.1.1 Prescrizioni generali

Per il progetto dei conduttori, delle apparecchiature e dei sostegni, fondazioni incluse, è determinato lo stato limite ultimo mediante la considerazione del caso di carico che dà il massimo effetto di carico in ogni singolo elemento.

Le forze di trazione dei conduttori devono essere determinate conformemente ai carichi che agiscono sui conduttori nel caso di carico considerato. Le componenti delle forze di trazione dei conduttori nei punti di attacco dei sostegni, compreso l'effetto degli angoli verticali ed orizzontali, devono essere adeguatamente tenute in considerazione. I carichi sui sostegni devono essere scelti tenendo in considerazione la specifica funzione del sostegno nel sistema linea aerea di contatto. Qualora un sostegno svolga diverse funzioni, quale per es. la funzione di struttura di tensionamento (regolazione del tiro) che porta anche delle mensole, è applicata la combinazione più sfavorevole dei carichi che possono verificarsi simultaneamente.

La specifica può, se necessario, fissare prescrizioni aggiuntive. Le condizioni di carico a breve termine che si verificano durante le attività d'installazione e ricostruzione devono essere considerate separatamente.

I casi di carico normali sono definiti nei paragrafi da 6.3.1.2 a 6.3.1.7. Le applicazioni di questi casi di carico sono mostrate in Tabella 14 e in 6.3.2.

6.3.1.2 Caso di carico A: Carichi alla temperatura minima

Carichi permanenti, devono essere considerate le forze di trazione dei conduttori alla temperatura minima e alla temperatura ambiente di progetto.

NOTA Si considerano le condizioni di temperature descritte in 6.2.7.

6.3.1.3 Caso di carico B: Carichi massimi del vento

Carichi permanenti, forze di trazione dei conduttori aumentate dell'azione del vento e dei carichi del vento su ogni elemento, in accordo con 6.2.4 della presente Norma, agenti lungo la direzione più sfavorevole. La temperatura ambiente in tale condizione è conforme a quanto specificato in 6.2.7.

6.3.1.4 Caso di carico C: Carichi del ghiaccio

Carichi permanenti, forze dei conduttori aumentate dei carichi del ghiaccio in accordo con 6.2.5 e dei carichi del ghiaccio sulle strutture, se applicabili.

6.3.1.5 Caso di carico D: Azione combinata dei carichi del vento e del ghiaccio

Carichi permanenti, forze di trazione dei conduttori aumentate dell'effetto combinato dei carichi del ghiaccio e dei carichi del vento, conformemente a 6.2.6 della presente Norma, e dei carichi del ghiaccio e del vento agenti sulle strutture. Il carico del vento agisce nella direzione più sfavorevole.

6.3.1.6 Caso di carico E: Carichi di costruzione e manutenzione

Carichi permanenti, aumentati dei carichi di costruzione e manutenzione in accordo al paragrafo 6.2.8 della presente Norma, assieme ad un carico ridotto del vento e a un carico ridotto del ghiaccio ove specificato.

6.3.1.7 Caso di carico F: Carichi accidentali

Carichi permanenti assieme alla riduzione non intenzionale delle forze relative ad uno o più conduttori.

6.3.2 Tipo di strutture e applicazione dei casi di carico

6.3.2.1 Mensole

Le mensole portano la linea aerea di contatto di uno o più binari. Esse possono essere fissate ai sostegni mediante cerniere che consentono alle mensole di ruotare attorno all'asse verticale, non fornendo alcuna resistenza ai carichi longitudinali della linea aerea di contatto.

In alternativa, le mensole fissate rigidamente alle strutture offrono una resistenza alle forze longitudinali originate dalle linee aeree di contatto.

I relativi casi di carico sono:

- A, B, C e se necessario D per le mensole incernierate,
- A, B, C, D se necessario, E se necessario e F per le mensole rigide.

6.3.2.2 Sospensione trasversale (flessibile)

Le sospensioni trasversali portano le linee aeree di contatto per mezzo di elementi di fune ed isolatori in condizioni di solo carico di trazione.

I relativi casi di carico sono A, B, C e D se necessario, E se necessario, ed F. L'ultimo è applicabile solo per sospensioni trasversali con punti fissi.

6.3.2.3 Strutture trasversali rigide (travi trasversali, portali)

Le strutture trasversali rigide consistono di travi resistenti a flessione che sono fissate alle strutture mediante cerniere o mediante giunti resistenti a flessione. I relativi casi di carico sono A, B, C, D se necessario, E se necessario, ed F.

6.3.2.4 Strutture di sospensione

Una struttura di sospensione porta una o più mensole per sostenere la linea aerea di contatto I relativi casi di carico sono A, B, C, D se necessario ed E se necessario.

6.3.2.5 Tiranti di poligonazione in curva

I tiranti di poligonazione sopportano solo forze radiali derivanti da una o più linee di contatto ma non carichi verticali. I relativi casi di carico sono A, B, C, D se necessario ed E se necessario.

6.3.2.6 Strutture di ancoraggio di punto fisso

Una struttura di ancoraggio di punto fisso è progettata per sopportare le forze di ormeggio nell'ancoraggio di punto fisso oltre che per svolgere altre funzioni quali portare le mensole. I relativi casi di carico sono A, B, C, D se necessario, E se necessario ed F.

6.3.2.7 Strutture di punto fisso

Una struttura di punto fisso è progettata per resistere alle forze radiali dovute agli ancoraggi di punto fisso oltre che per svolgere altre funzioni quali portare le mensole. I relativi casi di carico sono A, B, C, D se necessario ed E se necessario.

6.3.2.8 Strutture per il sostegno trasversale rigido e flessibile

Strutture progettate per resistere alle forze risultanti da ogni tipologia di struttura di sostegno trasversale quali sospensioni trasversali, travi trasversali e campate trasversali. I relativi casi di

carico sono A, B, C, D se necessario ed E se necessario. Il caso di carico F è considerato in presenza di un punto fisso.

6.3.2.9 Strutture per le configurazioni a fune portante orizzontale

Nelle strutture per configurazioni a fune portante orizzontale, le forze agiscono simultaneamente in diverse direzioni ed a differenti altezze. I relativi casi di carico sono A, B, C, D se necessario ed F. **NOTA** Una fune portante orizzontale è una configurazione in cui i fili di contatto sono sostenuti da fili che sono principalmente in posizione orizzontale. Questa configurazione è utilizzata prevalentemente in aree urbane. I pali o gli edifici ai quali sono fissati i fili orizzontali possono essere relativamente lontani dai binari.

6.3.2.10 Strutture di tensionamento (regolazione del tiro)

Una struttura di tensionamento porta le terminazioni delle apparecchiature della linea aerea di contatto ed altri conduttori che sono tensionati (regolati) automaticamente o fissati rigidamente e possono avere altre funzioni quali portare mensole o sospendere elementi. I relativi casi di carico sono A, B, C, D se necessario ed E se necessario. Caso di carico F se le linee di contatto sono terminate in due direzioni opposte al fine di ammettere la riduzione non intenzionale dei carichi di trazione.

6.3.2.11 Strutture con alimentatori e linee di rinforzo parallele

Queste strutture portano i carichi relativi agli alimentatori e alle linee di rinforzo parallele e svolgono altre funzioni nell'impianto della linea aerea di contatto. Se necessario dovrebbe essere fatta una distinzione tra strutture equipaggiate con isolatori di trazione o di sospensione. I relativi casi di carico sono A, B, C, D se necessario ed E se necessario ed F.

6.3.2.12 Strutture della linea aerea di contatto che portano linee aeree di alimentazione aggiuntive

Le strutture con linee aeree di alimentazione aggiuntive portano i carichi relativi alle linee aeree e svolgono altre funzioni nell'impianto della linea aerea di contatto.

I relativi casi di carico sono A, B, C, D se necessario, E se necessario ed F riguardanti le azioni risultanti dalla linea aerea di contatto. In aggiunta devono essere considerati i casi di carico di cui alla EN 50341-1 rispetto alla funzione del sostegno nel sistema a linea aerea di contatto.

6.3.2.13 Sostegni di ancoraggio

I sostegni di ancoraggio sono elementi strutturali atti a resistere alle forze di trazione dei tiranti che sostengono le strutture delle linee di contatto. I casi di carico devono essere scelti in accordo al tipo di struttura ancorata.

6.3.3 Fattori parziali per le azioni

6.3.3.1 Generalità

L'utilizzo dei fattori è una pratica comune conforme alla serie EN 1993 per le strutture in acciaio e alla serie EN 1992 per le strutture in calcestruzzo. I fattori parziali sono divisi in fattori parziali per le azioni e fattori parziali per i materiali. I valori dei fattori parziali per le azioni e per i materiali sono specificati nella presente Norma. I fattori parziali relativi a condizioni non coperte dalla presente Norma possono essere estratti dalle Norme Europee per il progetto strutturale o possono essere fissati nella specifica dell'acquirente. I fattori particolari applicabili sono riassunti in Tab. 15.

6.3.3.2 Azioni permanenti

Il fattore parziale per le azioni permanenti del peso proprio è γ_G e per le azioni permanenti delle forze di trazione dei conduttori è γ_C . È raccomandato un valore di **1,3**; valori alternativi possono

essere fissati nella specifica dell'acquirente. Quando il peso proprio di ogni elemento agisce favorevolmente, cioè riducendo il caricamento, il fattore parziale γ_G è assunto pari a 1,0.

6.3.3.3 Azioni variabili, carichi del vento e del ghiaccio

Per i fattori parziali γ_w per i carichi del vento, γ_I per i carichi del ghiaccio e γ_C per le forze di trazione dei conduttori sotto l'azione dei carichi del vento o del ghiaccio, è raccomandato un valore di **1,3**. Valori alternativi possono essere fissati nella specifica dell'acquirente.

6.3.3.4 Carichi accidentali

Per i casi di carico accidentali i fattori parziali γ_G per i carichi permanenti, γ_C per le forze di trazione dei conduttori e γ_A per i carichi accidentali possono essere assunti pari a **1,0**.

6.3.3.5 Carichi di costruzione e manutenzione

Il fattore parziale per i carichi di costruzione e manutenzione γ_P è **1,5**. Questo fattore è combinato con un valore di **1,3** per i fattori parziali γ_G e γ_C relativi ai carichi permanenti.

Tabella 15 – Sintesi dei fattori parziali per le azioni

Tipo carico	Caso di carico					
	A	B	C	D	E	F
Permanente γ_G, γ_{cp}	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1
Rilassamento $\gamma_G, \gamma_{cv}, \gamma_{cp}$	1	1	1	1	1	1
Vento γ_w		1,3		1,3		1
Ghiaccio γ_I			1,3	1,3		
Sicurezza γ_A						1
Costruzione γ_P					1,5	

PARAMETRI DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DEI TIRI

Si riassumono di seguito i parametri utilizzati nei calcoli, derivanti da quanto esposto nel paragrafo precedente e dall'applicazione delle ipotesi stabilite dalle norme.

Sintesi delle azioni derivanti dalle varie componenti

Elemento	Diametro fune d (m)	Diametro manicotto ghiaccio DI (m)	Peso proprio daN/m	Peso manicotto di ghiaccio daN/m o neve daN	Peso totale con ghiaccio e neve	Azione vento senza ghiaccio Qwc daN/m	Azione vento con ghiaccio Qwc daN/m
Fune parafil T2	0,0110	0,0333	0,085	0,7	0,785	0,692	2,098
Fune parafil T3,5	0,0135	0,0342	0,14	0,7	0,84	0,849	2,155
Fune Acciaio	0,0080	0,0325	0,33	0,7	1,03	0,503	2,044
Conduttore in rame 100mmq	0,0118	0,0336	0,86	0,7	1,56	0,742	2,115
Sospensione fino a 15°			7				
Sospensione pendolino 13-30°			16,92				
Sospensione semplice rettilo			2				
Scambio elettrico			127	105	232		
Scambio meccanico			80	25	105		
Tegoli			21.5	195	216.5		
Separatore			20				

La valutazione delle sospensioni elastiche è stata effettuata sulla base della seguente tabella, inserendo nel foglio di calcolo la percentuale del peso corrispondente alla tipologia di sospensione adottata rispetto alla sospensione da 14,5°-30°.

	Tipo	Angolo deviazione griffa	daN a sospensione	% rispetto a sospensione "F" 14,5°-30°
Sospensioni elastiche K+M	A	0-2,5	1,29	8%
	B	3-5	7,96	47%
	C	5,5-7,5	11,32	67%
	D	8-10	13,94	82%
	E	10,5-14	14,72	87%
	F	14,5-30	16,92	100%

**Sintesi delle azioni derivanti dal vento sui pali come dai punti
“6.2.4.5.1 Forze del vento su pali e 6.2.4.5.2 Forze del vento su corpi illuminanti”**

PALI SERIE M28i e M28iF

	D (cm)	d (cm)	s (cm)	L sezioni cm	qz (daN/cm ²)	F vento	M vento	Tiro eq Testa
s1	13,30	11,88	0,71	10,00	0,00992	1,72	0,09	
s2	13,30	11,88	0,71		0,00992			
s3	13,30	11,88	0,71	220,00	0,00992	37,75	45,38	
s4	19,40	17,98	0,71	275,00	0,00992	68,83	248,55	
s5	21,90	20,48	0,71	325,00	0,00992	91,82	749,70	91

Da cui le risultanti in testa nelle varie combinazioni di carico: A, B, C, D, EQU, GEO ed STR incluse le azioni dovute ai corpi illuminanti di cui al punto 6.2.4.5.2

A	B	C	D	GEO	STR	EQU
0 daN	102daN	0 daN	51 daN	102 daN	121 daN	121 daN

PALI SERIE M30i, M30iF e M31i, M31iF

	D (cm)	d (cm)	s (cm)	L sezioni cm	qz (daN/cm ²)	F vento	M vento	Tiro eq Testa
s1	15,90	14,14	0,88	10,00	0,00992	2,05	0,10	
s2	15,90	14,14	0,88		0,00992			
s3	15,90	14,14	0,88	220,00	0,00992	45,13	54,26	
s4	21,91	20,15	0,88	275,00	0,00992	77,73	290,88	
s5	27,30	25,54	0,88	325,00	0,00992	114,46	882,84	108

Da cui le risultanti in testa nelle varie combinazioni di carico: A, B, C, D, EQU, GEO ed STR incluse le azioni dovute ai corpi illuminanti di cui al punto 6.2.4.5.2

A	B	C	D	GEO	STR	EQU
0 daN	118daN	0 daN	59 daN	118 daN	140 daN	140 daN

PALI SERIE M32i, M32iF

	D (cm)	d (cm)	s (cm)	L sezioni cm	qz (daN/cm ²)	F vento	M vento	Tiro eq Testa
s1	24,50	22,00	1,25	10,00	0,00992	3,16	0,16	
s2	24,50	22,00	1,25		0,00992			
s3	24,50	22,00	1,25	220,00	0,00992	69,54	83,60	
s4	29,90	27,40	1,25	275,00	0,00992	106,08	429,37	
s5	35,56	33,06	1,25	325,00	0,00992	149,10	1252,67	153

Da cui le risultanti in testa nelle varie combinazioni di carico: A, B, C, D, EQU, GEO ed STR incluse le azioni dovute ai corpi illuminanti di cui al punto 6.2.4.5.2

A	B	C	D	GEO	STR	EQU
0 daN	163daN	0 daN	82 daN	163 daN	192 daN	192 daN

SCHEMA DI CALCOLO DEI TIRI IN CURVA

È noto che in curva i tiranti più sollecitati sono sempre quelli che collegano i conduttori ai sostegni esterni alla curva, svolgendo quelli interni principalmente una funzione di mantenimento della configurazione di equilibrio al variare delle condizioni di carico e di temperatura.

Infatti, in corrispondenza di ogni deviazione α imposta al conduttore, il tirante esterno assorbe un tiro pari a:

$$T = 2 \times T_c \times \sin \alpha/2$$

dove T_c è il tiro presente nel conduttore

La configurazione di equilibrio del sistema può essere calcolata secondo lo schema seguente

- β = angolo del tirante esterno rispetto all'orizzontale
- γ = angolo del tirante interno rispetto all'orizzontale
- T = tiro orizzontale generato dalla deviazione del conduttore
- Q = peso da sostenere in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti
- T_β = tiro nel tirante esterno
- T_γ = tiro nel tirante interno

Dalle condizioni di equilibrio risulta

$$\begin{aligned} T_\beta \times \cos \beta - T_\gamma \cos \gamma &= T \\ T_\beta \times \sin \beta + T_\gamma \sin \gamma &= Q \end{aligned}$$

Sviluppando e risolvendo il sistema si ottiene

$$T_\gamma = \frac{Q - T \operatorname{tg} \beta}{\sin \gamma + \cos \gamma \operatorname{tg} \beta}$$

$$T_\beta = \frac{Q \cos \gamma + T \sin \gamma}{\sin \gamma \cos \beta + \cos \gamma \times \sin \beta}$$

Poiché il tirante interno non può lavorare a compressione deve inoltre risultare:

$$T_\gamma \geq 0 ; \quad Q - T \operatorname{tg} \beta \geq 0 ; \quad \operatorname{tg} \beta \leq Q/T$$

Questa relazione è importante in quanto ci consente di stabilire la pendenza massima da assegnare al tirante esterno se si vuole che la configurazione di equilibrio del sistema non abbia a variare con il variare della tesatura del conduttore.

Vediamo un esempio facendo riferimento ad una deviazione del conduttore di 15° , ad una tesatura T_c di 900 daN, ad un peso Q dovuto a circa 10 m di conduttore ed a 10 m di tirante.

Risulta:

$$T = 2 T_c \sin \alpha/2 = 2 \times 900 \times \sin (15/2) = 235 \text{ daN}$$

$$P = 10 \times 1,56 + 10 \times 0,785 \cong 25 \text{ daN}$$

25

$$\operatorname{tg} \beta < \frac{\quad}{235} < 0,10$$

Nelle condizioni dell'esempio al tirante esterno non dovrà perciò essere assegnata una pendenza maggiore del 10%.

Agli effetti di calcoli successivi assumiamo perciò a riferimento una pendenza del tirante esterno pari all'8% ed una pendenza di quello interno pari al 12%.

In tali condizioni risulta:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \beta &= 0,08; \operatorname{sen} \beta = 0,08; \operatorname{cos} \beta = 0,997 \cong 1 \\ \operatorname{tg} \gamma &= 0,12; \operatorname{sen} \gamma \cong 0,12; \operatorname{cos} \gamma = 0,993 \cong 1 \end{aligned}$$

Le formule possono venire così semplificate.

$$T_{\gamma} = \frac{Q - 0,08 \times T}{0,12 + 0,08} = \frac{Q - 0,08 T}{0,2}$$

$$T_{\beta} = \frac{Q + T \times 0,12}{0,12 + 0,08} = \frac{Q + T \times 0,12}{0,2}$$

In tali condizioni, ogni tirante che sostiene una deviazione di 15° di ogni bifilare è soggetto ad un tiro pari a

$$\text{Tirante interno } T_{\gamma} = 2 \times \frac{25 - 0,08 \times 235}{0,2} = 62 \text{ daN}$$

$$\text{Tirante esterno } T_{\beta} = 2 \times \frac{25 + 0,12 \times 235}{0,2} = 532 \text{ daN}$$

CONSIDERAZIONI SULL'ANDAMENTO DELLA FRECCIA

La freccia del filo di contatto scarico fra due punti di sospensione successivi non deve subire variazioni maggiori di 250 mm per effetto dell'escursione termica massima della zona, che risulta di 60 °C (da - 20°C a + 40°C).

Come è noto, il conduttore sospeso tende a disporsi, date le condizioni di carico, a forma di catenaria.

Quando la catenaria assume una forma molto tesa, con il quadrato del rapporto fra freccia massima e campata molto minore di 1, la forma dell'arco di catenaria è ottimamente rappresentata da quella di un arco di parabola.

In questo caso valgono le relazioni seguenti (vedi figura 3):

a = campata

L = lunghezza dell'arco di catenaria (o parabola)

T_m = componente orizzontale del tiro, costante per tutta la lunghezza dell'arco di catenaria

T = tiro massimo in corrispondenza degli estremi dell'arco di catenaria

p = peso della catenaria per unità di lunghezza

$$f_m = \sqrt{\frac{3a(1-a)}{8}}; \quad l = a + \frac{8f_m^2}{3a}$$

$$T_m = \frac{pa^2}{8f_m}; \quad T = T_m + pf_m$$

$$y = \frac{4f_m}{a^2} x^2$$

E' noto inoltre che la configurazione di equilibrio della catenaria è influenzata anche dalla temperatura esterna, in quanto le variazioni di quest'ultima determinano una variazione di lunghezza dell'arco di catenaria e quindi variazioni della freccia e del tiro.

Poiché tutto questo avviene in condizioni di carico ed il materiale è elastico, parte degli allungamenti o accorciamenti è assorbita dall'elasticità del materiale.

Nelle normali condizioni dei conduttori di una linea di trazione elettrica, la lunghezza della catenaria si confonde con quella della campata, l'equazione della catenaria si confonde con quella della parabola, il tiro massimo agli estremi è circa uguale al tiro orizzontale.

In questo caso le variabili in gioco risultano legate da un'equazione di terzo grado, detta del cambiamento di stato, che risolta, fornisce i valori del tiro in funzione del variare della temperatura.

Risultati più che soddisfacenti sono comunque ottenibili anche applicando le seguenti formule:

$$f_1 = \frac{P_1 L^2}{8 T_1} \quad \text{freccia in condizioni di tiro } T_1 \quad (1)$$

$$f_2^2 = f_1^2 + \frac{L^3}{3} \Delta L, \quad \text{freccia conseguente all'aumento di} \quad (2)$$

8 temperatura, dove ΔL rappresenta la variazione di lunghezza dei conduttori dovuta all'escursione termica.

$$\Delta L = \alpha (t_2 - t_1) \times L - \frac{(T_1 - T_2)}{E \times S} \times L \quad (3)$$

dove: α = coefficiente di dilatazione termica del materiale in $^{\circ}\text{C}^{-1}$

T_1 = tiro iniziale (Kg)

T_2 = tiro finale (Kg)

t_1 = temperatura iniziale ($^{\circ}\text{C}$)

t_2 = temperatura finale ($^{\circ}\text{C}$)

E = modulo di elasticità del materiale (Kg/mm^2)

S = sezione del materiale

L = lunghezza della campata

Per i conduttori in rame si ha: $E = 12.000 \text{ kg}/\text{mm}^2$, $\alpha = 17 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

Risultati equivalenti si ottengono con l'equazione del cambiamento di stato:

$$T_2^3 + T_2^2 \times [L^2 p^2 SE / 24 T_1^2 + \alpha (t_2 - t_1) SE - T_1] - L^2 p^2 SE / 24 = 0$$

Nel caso specifico, trattandosi di interventi in corrispondenza di curve, le campate sono di lunghezza ridotta, risultando, le più lunghe, minori di 24 m.

Applicando con metodo iterativo ¹le formule semplificate (1), (2), (3), si ottengono, nell'ipotesi di una sollecitazione massima dei conduttori, alla temperatura di -20°C , non superiore a $9 \text{ kg}/\text{mm}^2$, i seguenti risultati.

Per il conduttore da 100 mm^2

$$T_1 = 900 \text{ daN}$$

$$t_1 = -20^{\circ}\text{C}$$

$$f_1 = 6,9 \text{ cm}$$

$$T_2 = 197 \text{ daN}$$

$$t_2 = +40^{\circ}\text{C}$$

$$f_2 = 31,4 \text{ cm} \quad \Delta f = 24,5 \text{ cm} \quad \angle 25 \text{ cm}$$

Risulta così verificata la condizione di norma sulla limitazione dell'escursione della freccia.

Qui di seguito viene riportata la tabella riassuntiva del cambiamento di stato del conduttore nelle due casistiche: con e senza ghiaccio al variare della temperatura.

¹ Con la (1) si calcola la freccia f_1 corrispondente al tiro iniziale T_1 ; si ipotizza un valore di T_2 e si calcola la freccia f_2 con la (2) e con la (3); si calcola il valore di T_2 corrispondente al valore di f_2 trovato: se coincide con il T_2 ipotizzato il procedimento si arresta, altrimenti prosegue con un nuovo valore ipotizzato per T_2 .

t	Δt	Senza ghiaccio				Con ghiaccio			
		F_2	T_2	ΔL	Δf	F_1	T_1	ΔL	Δf
°C	°C	mm	daN	mm	mm	mm	daN	mm	mm
-20	0	79,892	825		0,000				
-15	5	89,975	733	0,199	10,083				
-10	10	102,410	644	0,471	22,518				
-5	15	117,698	560	0,854	37,806	179,166	668	1,542	46,323
0	20	136,236	484	1,392	56,344	198,311	603	2,313	65,467
5	25	158,060	417	2,125	78,168	219,354	546	3,250	86,510
10	30	182,629	361	3,081	102,737				
15	35	208,929	315	4,260	129,037				
20	40	235,944	279	5,632	156,052				
25	45	262,834	251	7,162	182,942				
30	50	289,020	228	8,814	209,128				
35	55	314,311	210	10,556	234,419				
40	60	338,595	195	12,368	258,703				

Dove:

- t temperatura
- F_2 freccia calcolata senza manicotto di ghiaccio
- T_2 tiro senza manicotto di ghiaccio
- F_1 freccia calcolata con manicotto di ghiaccio
- T_1 tiro con manicotto di ghiaccio

CONSIDERAZIONI SULLE MENSOLE

In questo capitolo è riportato il procedimento adottato per la determinazione delle sollecitazioni sulle mensole e sui relativi tiranti di sospensione. Il calcolo si articola preliminarmente nella determinazione delle sollecitazioni sulla struttura, generate dai carichi determinati con la combinazione più sfavorevole e successivamente nella determinazione di momenti e tiri agenti sulla mensola e dei tiri sulle funi di sospensione.

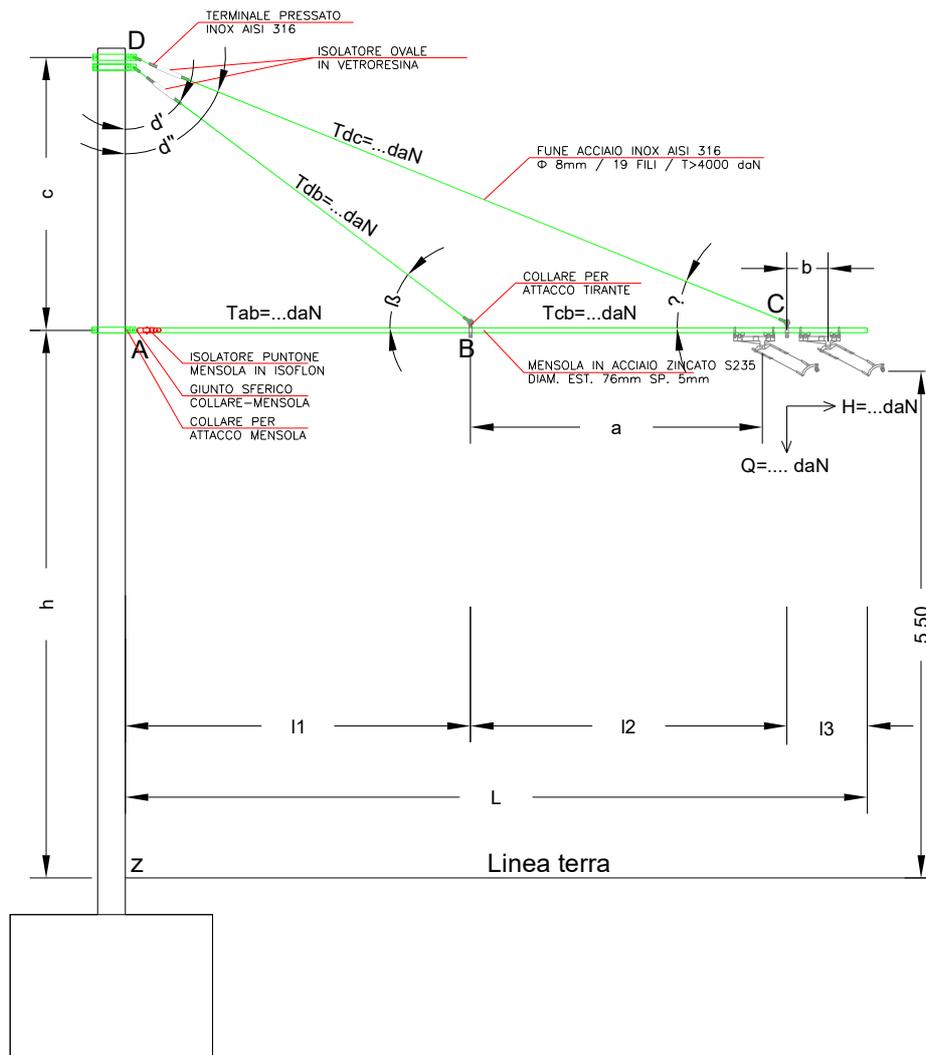


Figura 1: Mensola Tipo

GEOMETRIA	l1 (m)	2,50
	l2 (m)	2,25
	l3 (m)	0,75
	b (m)	0,30
	a (m)	1,95
	c (m)	2,00

I carichi applicati sono:

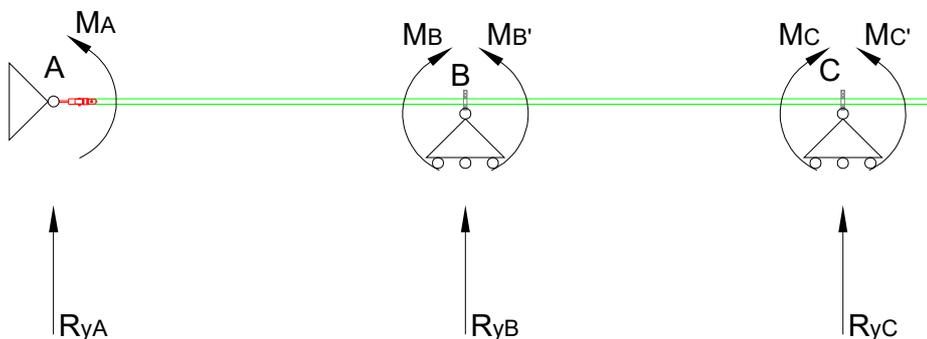
- Q (carico verticale trasmesso dalla linea aerea)
- H (carico orizzontale trasmesso dalla linea aerea)
- p (peso proprio e variabile della mensola)

MENSOLA M1

Mensola T				
Angolo deviazione		Tc (daN)		
10,2		868,4	HD	309
Sospensione fino a 15°		Sospensione semplice rettilo		
0		0	HV	110
Scambio		Incrocio		
0		0	H	419
Sospensione pendolino 13-30°		Separatore		
1		0	Q	141
Fune T2 (m)		Fune T3,5 (m)		
20		0		
Fune Acciaio (m)		Bifilare (m)		
0		20		

CARICO		daN/m	daN/m
	Peso proprio	9,00	11,70
	Ghiaccio	2,50	3,75
	p		15,45
		daN	
P=Q/2	70,27		

Il calcolo viene condotto considerando la struttura della mensola come una trave continua incernierata in A e appoggiata in B e C.



CALCOLO AZIONI	Ma	0,00		
	Mb	9,87		
	Mc	25,42		
	Tratto	A-B		
	R''yb	$q \cdot l_1/2 + M_b/l_1$	23,26	
	Tx	$R''yb - p \cdot x$		
	R'ya	$q \cdot l_1 - R''yb$	15,37	
	Tx=0	$x = R''yb/p$	1,51	
	M (Tx=0)	$-M_b + R''yb \cdot x - q \cdot x^2/2$	7,64	
	Tratto	B-C		
	R''yc	$q \cdot l_2/2 + (M_c - M_b)/l_2 + P \cdot a/l_2$	85,19	
	Tx	$R''yc - p \cdot x - P/l_2 \cdot x$		
	R'yb	$q \cdot l_2 + P - R''yc$	19,83	
	Tx=0	$x = R''yc / (q + P/l_2)$	1,83	
	M (Tx=0)	$-M_c + R''yc \cdot x - q \cdot x^2/2 - P \cdot (x - b)$	8,80	
	Sbalzo			
	R'yc	$q \cdot l_3 + P$	81,85	
	Tx	$q \cdot x$		
	T'c	$-q \cdot l_3 + P$	81,85	
	Mx	$-q \cdot x^2/2$		
	Mc		25,42	
	Va		15,37	
	Vb		43,09	
	β		50,19	
	δ'		39,81	
	T (AB)		118,37	
	T (DB)		56,10	
	Vc		167,05	
	γ		32,28	
	δ''		57,72	
T (CB)		154,28		
T (DC)		312,82		
Momento base palo		4523,56		
Risultante su palo		415,01		

CALCOLO AZIONI SU FUNI, PALI, MENSOLE E GANCI A MURO

I calcoli relativi a trasversali e ritenute sono stati eseguiti sulla base di quanto descritto nel capitolo 4, il cui schema di calcolo è sintetizzato nello schema sotto riportato, applicando le combinazioni di carico previste dalla CEI EN 50119.

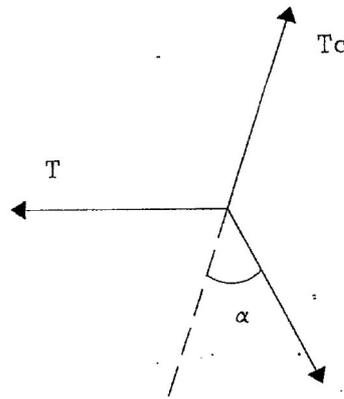


Figura 1

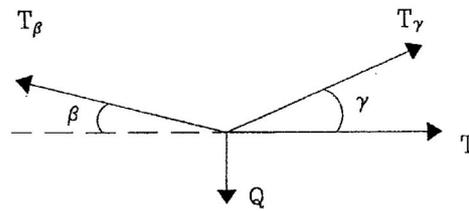


Figura 2

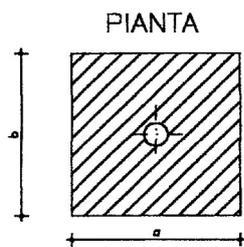
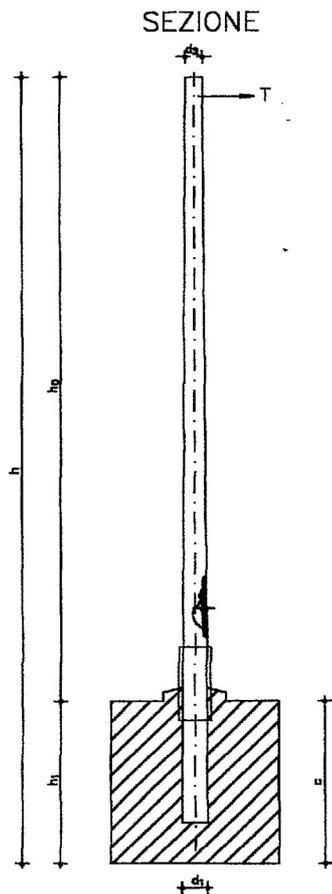


Figura 4

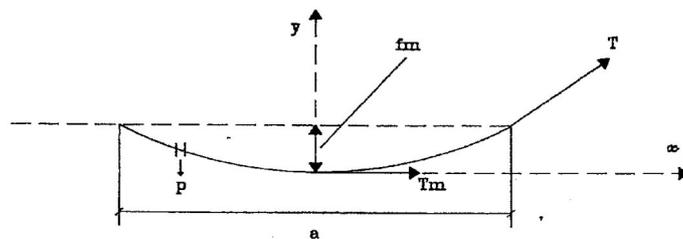


Figura 3

I calcoli e le verifiche relative a pali, mensole e ganci a muro sono stati eseguiti sulla base di quanto descritto nei capitoli 4, 5, 6 e 7, con particolare riferimento all'art 6.3.2.13 CEI EN 50119 e sulla base del NTC 2018.

RIEPILOGO COMBINAZIONI DI CARICO

Caso di carico A: Carichi alla temperatura minima

Carichi permanenti, devono essere considerate le forze di trazione dei conduttori alla temperatura minima e alla temperatura ambiente di progetto.

Caso di carico B: Carichi massimi del vento

Carichi permanenti, forze di trazione dei conduttori aumentate dell'azione del vento e dei carichi del vento su ogni elemento, in accordo con 6.2.4 della presente Norma, agenti lungo la direzione più sfavorevole. La temperatura ambiente in tale condizione è conforme a quanto specificato in 6.2.7.

Caso di carico C: Carichi del ghiaccio

Carichi permanenti, forze dei conduttori aumentate dei carichi del ghiaccio in accordo con 6.2.5 e dei carichi del ghiaccio sulle strutture, se applicabili.

Caso di carico D: Azione combinata dei carichi del vento e del ghiaccio

Carichi permanenti, forze di trazione dei conduttori aumentate dell'effetto combinato dei carichi del ghiaccio e dei carichi del vento, conformemente a 6.2.6 della presente Norma, e dei carichi del ghiaccio e del vento agenti sulle strutture. Il carico del vento agisce nella direzione più sfavorevole.

Caso di carico E: Carichi di costruzione e manutenzione

Carichi permanenti, aumentati dei carichi di costruzione e manutenzione in accordo al paragrafo 6.2.8 della presente Norma, assieme ad un carico ridotto del vento e a un carico ridotto del ghiaccio ove specificato.

Caso di carico F: Carichi accidentali

Carichi permanenti assieme alla riduzione non intenzionale delle forze relative ad uno o più conduttori.

Caso di carico A: Carichi alla temperatura minima

Carichi permanenti, devono essere considerate le forze di trazione dei conduttori alla temperatura minima e alla temperatura ambiente di progetto.

Temperatura di riferimento: -20°C

Parametri di calcolo:

Elemento	Diametro fune d (m)	Peso proprio daN/m	Tensione conduttore daN
Fune parafil T2	0,0110	0,085	
Fune parafil T3,5	0,0135	0,14	
Fune Acciaio	0,0080	0,33	
Conduttore in rame 100mmq	0,0118	0,86	825
Sospensione fino a 15°		7	
Sospensione pendolino 13-30°		16,92	
Sospensione semplice rettifilo		2	
Scambio elettrico		127	
Scambio meccanico		80	
Tegoli		21,5	
Equipotenziale		1,5	
Separatore		20	

Fattori:

Tipo carico	Caso di carico
	A
Permanente γ_G, γ_{cp}	1,3
Rilassamento $\gamma_G, \gamma_{cv}, \gamma_{cp}$	1
Vento γ_w	
Ghiaccio γ_I	
Sicurezza γ_A	
Costruzione γ_P	

Caso di carico B: Carichi massimi del vento

Carichi permanenti, forze di trazione dei conduttori aumentate dell'azione del vento e dei carichi del vento su ogni elemento, in accordo con 6.2.4 della presente Norma, agenti lungo la direzione più sfavorevole. La temperatura ambiente in tale condizione è conforme a quanto specificato in 6.2.7.

Temperatura di riferimento: 5°C

Parametri di calcolo:

Elemento	Diametro fune d (m)	Peso proprio daN/m	Azione vento senza ghiaccio Q_{wc} daN/m	Tensione conduttore daN
Fune parafil T2	0,0110	0,085	0,692	
Fune parafil T3,5	0,0135	0,14	0,849	
Fune Acciaio	0,0080	0,33	0,503	
Conduttore in rame 100mmq	0,0118	0,86	0,742	417
Sospensione fino a 15°		7		
Sospensione pendolino 13-30°		16,92		
Sospensione semplice rettilineo		2		
Scambio elettrico		127		
Scambio meccanico		80		
Tegoli		21,5		
Equipotenziale		1,5		
Separatore		20		

Fattori:

Tipo carico	Caso di carico
	B
Permanente γ_G, γ_{cp}	1,3
Rilassamento $\gamma_G, \gamma_{cv}, \gamma_{cp}$	1
Vento γ_w	1,3
Ghiaccio γ_I	
Sicurezza γ_A	
Costruzione γ_P	

Caso di carico C: Carichi del ghiaccio

Carichi permanenti, forze dei conduttori aumentate dei carichi del ghiaccio in accordo con 6.2.5 e dei carichi del ghiaccio sulle strutture, se applicabili.

Temperatura di riferimento: -5°C

Parametri di calcolo:

Elemento	Diametro fune d (m)	Diametro manicotto ghiaccio DI (m)	Peso proprio daN/m	Peso manicotto di ghiaccio daN/m	Peso totale con ghiaccio	Tensione conduttore daN
Fune parafil T2	0,0110	0,0333	0,085	0,7	0,785	
Fune parafil T3,5	0,0135	0,0342	0,14	0,7	0,84	
Fune Acciaio	0,0080	0,0325	0,33	0,7	1,03	
Conduttore in rame 100mmq	0,0118	0,0336	0,86	0,7	1,56	668
Sospensione fino a 15°			7			
Sospensione pendolino 13-30°			16,92			
Sospensione semplice rettilineo			2			
Scambio elettrico			127	105	232	
Scambio meccanico			80	25	105	
Tegoli			21,5	195	216,5	
Equipotenziale			1,5	0,7	2,2	
Separatore			20			

Fattori:

Tipo carico	Caso di carico
	C
Permanente γ_G, γ_{cp}	1,3
Rilassamento $\gamma_G, \gamma_{cv}, \gamma_{cp}$	1
Vento γ_w	
Ghiaccio γ_I	1,3
Sicurezza γ_A	
Costruzione γ_P	

Caso di carico D: Azione combinata dei carichi del vento e del ghiaccio

Carichi permanenti, forze di trazione dei conduttori aumentate dell'effetto combinato dei carichi del ghiaccio e dei carichi del vento, conformemente a 6.2.6 della presente Norma, e dei carichi del ghiaccio e del vento agenti sulle strutture. Il carico del vento agisce nella direzione più sfavorevole. Il carico del vento viene ridotto del 50%.

Temperatura di riferimento: -5°C

Parametri di calcolo:

Elemento	Diametro fune d (m)	Diametro manicotto ghiaccio DI (m)	Peso proprio daN/m	Peso manicotto di ghiaccio daN/m	Peso totale con ghiaccio	Azione vento senza ghiaccio Qwc daN/m	Azione vento con ghiaccio Qwc daN/m	Tensione conduttore daN
Fune parafil T2	0,0110	0,0333	0,085	0,7	0,785	0,692	2,098	
Fune parafil T3,5	0,0135	0,0342	0,14	0,7	0,84	0,849	2,155	
Fune Acciaio	0,0080	0,0325	0,33	0,7	1,03	0,503	2,044	
Conduttore in rame 100mmq	0,0118	0,0336	0,86	0,7	1,56	0,742	2,115	668
Sospensione fino a 15°			7					
Sospensione pendolino 13-30°			16,92					
Sospensione semplice rettifilo			2					
Scambio elettrico			127	105	232			
Scambio meccanico			80	25	105			
Tegoli			21,5	195	216,5			
Equipotenziale			1,5	0,7	2,2			
Separatore			20					

Fattori:

Tipo carico	Caso di carico
	D
Permanente γ_G, γ_{cp}	1,3
Rilassamento $\gamma_G, \gamma_{cv}, \gamma_{cp}$	1
Vento γ_w	1,3
Ghiaccio γ_I	1,3
Sicurezza γ_A	
Costruzione γ_P	

Caso di carico E: Carichi di costruzione e manutenzione

Temperatura di riferimento: -5°C

Parametri di calcolo:

Elemento	Diametro fune d (m)	Diametro manicotto ghiaccio DI (m)	Peso proprio daN/m	Peso manicotto di ghiaccio daN/m	Peso totale con ghiaccio	Azione vento senza ghiaccio Qwc daN/m	Azione vento con ghiaccio Qwc daN/m	Tensione conduttore daN
Fune parafil T2	0,0110	0,0333	0,085	0,7	0,785	0,692	2,098	
Fune parafil T3,5	0,0135	0,0342	0,14	0,7	0,84	0,849	2,155	
Fune Acciaio	0,0080	0,0325	0,33	0,7	1,03	0,503	2,044	
Conduttore in rame 100mmq	0,0118	0,0336	0,86	0,7	1,56	0,742	2,115	668
Sospensione fino a 15°			7					
Sospensione pendolino 13-30°			16,92					
Sospensione semplice rettilineo			2					
Scambio elettrico			127	105	232			
Scambio meccanico			80	25	105			
Tegoli			21,5	195	216,5			
Equipotenziale			1,5	0,7	2,2			
Separatore			20					

Fattori:

Tipo carico	Caso di carico
	E
Permanente γ_G, γ_{cp}	1,3
Rilassamento $\gamma_G, \gamma_{cv}, \gamma_{cp}$	1
Vento γ_w	
Ghiaccio γ_I	
Sicurezza γ_A	
Costruzione γ_P	1,5

Caso di carico F: Carichi accidentali

Carichi permanenti assieme alla riduzione non intenzionale delle forze relative ad uno o più conduttori.

Temperatura di riferimento: -5°C

Parametri di calcolo:

Elemento	Diametro fune d (m)	Peso proprio daN/m	Azione vento senza ghiaccio Q_{wc} daN/m	Tensione conduttore daN
Fune parafil T2	0,0110	0,085	0,692	
Fune parafil T3,5	0,0135	0,14	0,849	
Fune Acciaio	0,0080	0,33	0,503	
Conduttore in rame 100mmq	0,0118	0,86	0,742	560
Sospensione fino a 15°		7		
Sospensione pendolino 13-30°		16,92		
Sospensione semplice rettilo		2		
Scambio elettrico		127		
Scambio meccanico		80		
Tegoli		21,5		
Equipotenziale		1,5		
Separatore		20		

Fattori:

Tipo carico	Caso di carico
	F
Permanente γ_G, γ_{cp}	1
Rilassamento $\gamma_G, \gamma_{cv}, \gamma_{cp}$	1
Vento γ_w	1
Ghiaccio γ_I	
Sicurezza γ_A	1
Costruzione γ_P	

VERIFICA DEI PALI

Per la verifica dei pali la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

Classe 1

$$\frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2$$

Classe 2

$$50\varepsilon^2 \leq \frac{d}{t} \leq 70\varepsilon^2$$

Classe 3

$$70\varepsilon^2 \leq \frac{d}{t} \leq 90\varepsilon^2$$

Classe 4

$$\frac{d}{t} > 90\varepsilon^2$$

Dove $\varepsilon = \sqrt{\frac{235 / f_{yk}}{355}} = \sqrt{235 / 355} = 0.814$ (per acciaio S355)

Essendo i pali di spessore $>7,1$ mm e diametro compreso tra 219 e 400 mm, la classe è sempre 1, 2 o 3, e quindi la verifica in campo elastico è sempre ammessa senza tener conto degli effetti di instabilità locale, riservati alle sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, si eseguono con riferimento al seguente criterio generale:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

σ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

Nel caso specifico le azioni agenti sul palo sono generate dalla risultante in testa al palo (calcolata nel capitolo 6) e dal peso proprio del palo.

L'inclinazione dei tiri comporta la nascita di una azione orizzontale di trazione e di una verticale di compressione pari a:

$$T_{or} = T * \cos \alpha$$

$$T_{ver} = T * \sin \alpha$$

Da cui è possibile determinare lo sforzo normale applicato alla sezione d'incastro

$$N = P_{palo} + T_{ver}$$

E il momento nella sezione d'incastro

$$Mi = T_{or} * h$$

Con "h" altezza di applicazione della risultante: $h = H - i - 10\text{cm}$ dove "i" rappresenta l'infissione del palo.

Da cui:

$$\sigma_M = \frac{Mi}{W_{el, \min}}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{T\sqrt{3}}{A_v} \quad \text{dove } A_v \text{ è l'area resistente a taglio che per sezioni circolari è } A_v = \frac{2A}{\Pi}$$

La verifica è eseguita quindi mediante la seguente formula:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_M^2 + \sigma_N^2 - \sigma_M \sigma_N + 3\tau} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{con } \gamma_{M0} = 1,15$$

Tabella di calcolo per verifica palo

H (m)	10,00
i (m)	1,00
T (daN)	1761,41
p (%)	0,05
ω (°)	2,86
N (daN)	695,00
Tor (daN)	1759,21
Tver (daN)	87,96
Mi (daN*m)	15832,93

D (cm)	37,00
d (cm)	22,00
s (cm)	1,00
di (cm)	35,50
Wel (mmc)	909,25
Ai	108,38
Av	69,03

f _{yk} (daN/cm ²)	3550,00
γ_{M0}	1,15
f _{yk} / γ_{M0}	3086,96
$\sigma_{x,Ed}$ (daN/cm ²)	7,22
$\sigma_{z,Ed}$ (daN/cm ²)	1741,32
τ_{Ed}	25,48
σ_{id} (daN/cm ²)	1738,28

Verificato: $\sigma_{id} < f_{yk}/\gamma_{M0}$
--

VERIFICA DELLE MENSOLE

Per quanto riguarda le funi, si considera una fune INOX a 49 fili, avente una sezione effettiva di 38,2 mmq.un, avente un diametro equivalente pari a:

$$\Phi_{eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 38.2}{\pi}} = 6.97 \Rightarrow 7 \text{ mm}$$

Mensola acciaio

Relativamente al profilo per la mensola orizzontale, viene adottato un profilo tubolare cavo circolare $\Phi = 76.1$ sp. 5 mm o $\Phi = 88,9$ sp. 5 mm, per le quali sono determinate le seguenti caratteristiche geometriche:

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Tipo mensola	A	
Diametro esterno De	76,1	mm
Spessore s	5	mm
Diametro interno Di	66,1	mm
	mm ²	cm ²
Area	1116,27	11,1627
	mm ³	cm ³
Modulo resistenza W	18629,72	18,6297
	mm ⁴	cm ⁴
Momento inerzia J	709220,30	70,9220
	mm	cm
Raggio Inerzia ro	25,21	2,5206
	N/mm	daN/m
Peso lineare m	0,09	9

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
fy	235	N/mm ²
ε	1	
De/s	15,22	
CLASSE SEZIONE	1	
K	15,22	

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Tipo mensola	B	
Diametro esterno De	88,9	mm
Spessore s	5	mm
Diametro interno Di	89,9	mm
	mm ²	cm ²
Area	1317,23	13,1723
	mm ³	cm ³
Modulo resistenza W	26167,6	26,1676
	mm ⁴	cm ⁴
Momento inerzia J	1163149,67	116,314967
	mm	cm
Raggio Inerzia ro	29,72	2,972
	N/mm	daN/m
Peso lineare m	0,1034	10,34

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
fy	235	N/mm ²
ε	1	
De/s	17,78	
CLASSE SEZIONE	1	
K	17,78	

$$\frac{De}{s} \leq k \cdot \varepsilon^2$$

$k \leq 50 \Rightarrow$ classe 1
 $k \leq 70 \Rightarrow$ classe 2
 $k \leq 90 \Rightarrow$ classe 3

La sezione risulta di classe 1, ai sensi della classificazione delle NTC 2018 Art. 4.2.3.1 - Tab.4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Tutte le mensole risultano essere verificate “comprese sfruttamento <1” e “tese Nsd/Nrd+Msd/Mrd <1” ed un tiro sulle funi portanti <1620 daN.

Di seguito si esplicitata la verifica delle mensole più sollecitate nelle configurazioni “mensola compressa” (M17) e “mensola tesa” (M35), per le rimanenti si riportano le tabelle di sintesi di verifica di ciascuna mensola.

Verifica mensola M1 (compressa)

La verifica del complesso mensola (tubolare e tiranti) viene effettuata sulla base delle sollecitazioni calcolate nel Capitolo 8.

Per i tiranti viene effettuato il confrontando tra il tiro agente, e il valore del carico di rottura della fune dato dal produttore, opportunamente ridotto con un coefficiente di sicurezza pari a 2,5.

$$\text{Tiro max} = 288 \text{ daN} \ll 4050/2,5 = 1620 \text{ daN} \rightarrow \text{Verificato}$$

Relativamente alla verifica del tubolare della mensola, si determina che le massime sollecitazioni (di compressione) risultano pari a:

$$N_{sd_{max}} = 900,24 \text{ daN}$$

$$M_{sd_{max}} = 20,20 \text{ daNm}$$

Considerando le caratteristiche geometriche del tubolare utilizzato, si determina che i valori delle sollecitazioni resistenti sono pari a:

Tipo acciaio		S235H
Tensione snervamento caratteristica	N/mm ²	235
Fattore di sicurezza per verifiche di resistenza	γ_{M1}	1,05
Fattore di sicurezza per verifiche di stabilità	γ_{M1}	1,05
Fattore di imperfezione per instabilità	α	0,49

ID	Tubolare	E	f_y	y_M	α	Area	J	W	i	L0
	Tipo	MPa				mm ²	mm ⁴	mm ³	mm	mm

M1	A	A Fi 76,1 sp.5	170000,00	235,00	1,05	0,49	1116,27	708860,75	18629,72	25,20	5750,00
----	---	----------------	-----------	--------	------	------	---------	-----------	----------	-------	---------

Ncr	λ_1	Φ	χ	Nrd	Nsd	Sfruttamento	Snellezza λ	Msd	σ_{max} (Mpa)
N				daN	daN	Verificato <1	Verificato <250	daN*m	Verificato < f_y/γ_m

35936,31	2,70	4,76	0,12	2876,57	900,24	0,31	228,18	20,20	18,91
----------	------	------	------	---------	--------	------	--------	-------	-------

La verifica di instabilità, la più gravosa per il profilo in esame, risulta soddisfatta, con un coefficiente di sfruttamento pari a 0.31.

L'azione flettente risulta sostanzialmente trascurabile.

$$M_{rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18600 \cdot 235}{1,05} = 4162857 \text{ N*mm} = 416 \text{ daN*m} \gg 20,20 \text{ daN*m} = M_{sd} \rightarrow \text{Verificato}$$

PREMESSE SUL DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI PLINTI DI FONDAZIONE

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici è stato eseguito sulla base delle NTC 2018, di cui si riporta un estratto per meglio inquadrare il procedimento adottato.

6.2.3. FASI E MODALITÀ COSTRUTTIVE

Nel progetto devono essere individuate le diverse fasi esecutive per definire eventuali specifiche condizioni geotecniche anche a carattere temporaneo che possono verificarsi nel corso dei lavori. Queste fasi dovranno essere oggetto di specifiche analisi da condurre con i criteri e le procedure riportati nelle presenti norme.

6.2.4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6.

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante. La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori colonna EQU della tabella 6.2.1.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.1. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

Tab. 6.2.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Effetto	Coefficiente Parziale	EQU	(A1)	(A2)
	γ_F			

		γ_E			
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{Gi} .

6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi^k$	γ_{ϕ^k}	1,0	1,25
Coesione efficace	c^k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio W_R un coefficiente parziale $\gamma_{TR} = 1,0$ (M1) e $\gamma_{TR} = 1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

6.2.4.1.3. Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e al regime delle pressioni interstiziali.

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista all'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

VERIFICHE DEI PLINTI

In questo capitolo viene illustrato il procedimento adottato per la verifica delle fondazioni dei pali, svolto in tre fasi:

- Verifica all'equilibrio;
- Verifica della capacità portante del terreno;
- Verifica strutturale.

Verifica Equilibrio

Per lo stato limite all'equilibrio deve essere rispettata la condizione

$$M_{ed} \leq M_{rd}$$

Dove:

M_{ed} è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

M_{rd} è il valore di progetto della resistenza

Il procedimento adottato per la verifica dei plinti è il seguente:

I plinti, a forma di prisma rettangolare in calcestruzzo, hanno le dimensioni:

- a: perpendicolare alla linea
- b: parallela alla linea
- c: altezza plinto
- d: profondità di interramento del blocco

Saranno verificati come plinti a gravità, il cui momento ribaltante allo spigolo inferiore è dato da:

$$M_{ed} = T (h + e)$$

dove

T: è il tiro in testa al palo calcolato con le modalità di cui al *Capitolo 6* della "Relazione tecnica e di calcolo", adottando i parametri della tabella 6.2.I ($\gamma_{G1} = 1.1$ e $\gamma_{G2} = 1.5$) e una temperatura di -5 °C;

h: è la lunghezza del palo diminuita di 10 cm (punto di applicazione teorico del tiro nominale);

e: è il sottofondo in calcestruzzo rispetto alla base di appoggio del palo.

Se si assume $e = 10$ cm il momento ribaltante può essere calcolato semplicemente moltiplicando lunghezza e tiro nominale di ciascun tipo di pali.

Il momento stabilizzante si calcola invece con la formula:

$$M_{rd} = \gamma_{G1} (M_t + M_g)$$

dove

M_t è il momento stabilizzante dovuto al terreno

M_g il momento stabilizzante dovuto alla forza di gravità

$\gamma_{G1} = 0.9$ fattore parziale

Il momento M_t è calcolabile con la formula

$$M_t = R \cdot b \cdot d^3$$

con

$R = 635 \text{ daN/m}^3$, coefficiente di contributo di un terreno di media compattezza (R deve essere compreso, secondo le norme, fra 635 e 1100 daN/m^3)

d profondità di interramento del blocco, comunemente $> 1,8$ metri

A sua volta il momento M_g è calcolabile con la formula:

$$M_g = (2452 V + P) a/2$$

dove

V = volume del plinto in mc;

2452 = peso specifico del calcestruzzo in daN/mc;

P = peso del palo e della linea gravante sul palo

Per semplicità e in sicurezza assumeremo che il maggior peso dovuto al palo e alla linea vada a compensare il minor peso dovuto al foro di infissione. Quindi:

$$M_g = 2452 \times V \times a/2$$

Riassumendo, il momento stabilizzante risulta calcolabile con la formula semplificata:

$$M_{rd} = 0,9 * (635 b \times d^3 + 2452 a^2 \times b \times c/2)$$

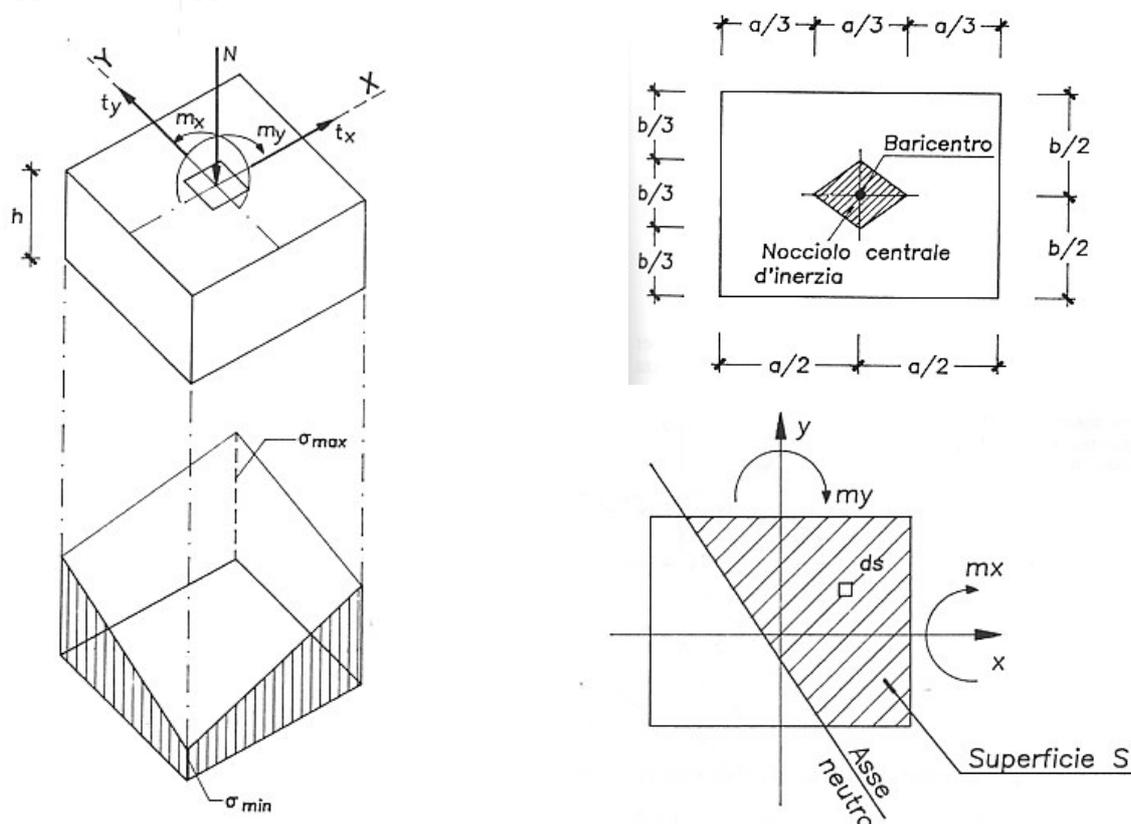
Viene qui di seguito riportata la tabella riassuntiva di verifica dei blocchi di fondazione all'equilibrio.

Verifica della capacità portante

La verifica del terreno viene condotta confrontando la pressione σ_{max} sulla base della fondazione calcolata con il metodo di cui al punto 11.1.2.1 con la q_{lim} determinata il metodo di cui punto

Determinazione pressioni sul terreno

Nel caso di un plinto, la determinazione delle tensioni σ sul terreno viene svolta considerando in generale tutte le sollecitazioni provenienti dal palo (N , M_x , M_y) ed il peso proprio del plinto. Tali azioni trasmesse dal palo sul plinto di fondazione vengono determinate adottando il procedimento utilizzato nel **Capitolo 6** della "Relazione tecnica e di calcolo", applicando di volta in volta i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni indicati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I delle NTC 2018, applicando l'Approccio 2 Combinazione 1 (A1+M1+R3).



La formula generale per determinare la pressione sul terreno è la seguente:

$$\sigma_{t,sd} = \frac{N_{sd} + pp}{A * B} \pm \frac{M_{sd,x}}{B * A^2 / 6} \pm \frac{M_{sd,y}}{A * B^2 / 6} \leq f_{t,Rd}$$

In base alla configurazione dei carichi, e di conseguenza all'entità dell'eccentricità dei medesimi, si possono avere tre diverse distribuzioni delle pressioni sulla base del plinto:

Calcolo l'eccentricità: $e = \frac{M}{N + pp}$

Caso 1: $e=0$

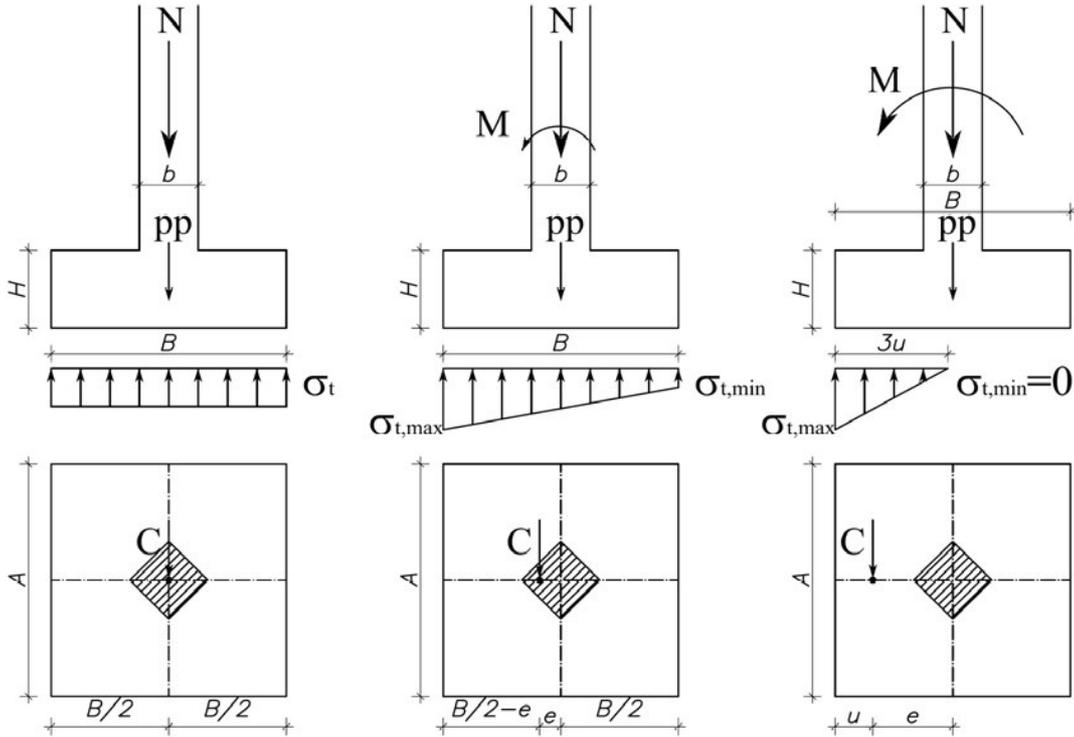
Caso 2: $e < B/6$

Caso 3: $e > B/6$

$$\sigma_{t,sd} = \frac{N_{sd} + pp}{A * B} \leq f_{t,Rd}$$

$$\sigma_{t,sd} = \frac{N_{sd} + pp}{A * B} \pm \frac{M_{sd}}{A * B^2 / 6} \leq f_{t,Rd}$$

$$\sigma_{t,sd} = \frac{2 * (N_{sd} + pp)}{3 * A * u} \leq f_{t,Rd}$$



Dove: $u = \frac{B}{2} - e$

Nella maggior parte di casi la configurazione dei carichi presenta una forte eccentricità con $e > B/6$.

Verifica del terreno (GEO)

La verifica del terreno viene condotta confrontando la pressione σ_{\max} sulla base della fondazione calcolata con il metodo del punto 11.1.2.1 con la q_{\lim} determinata con la formula di Brinch-Hansen, applicando l'Approccio 2 Combinazione 1 (A1+M1+R3) con i coefficienti delle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I delle NTC 2018.

$$\sigma_{\max} < q_{\lim}$$

$$q_{\lim} = 1/2 \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} d_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c d_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q d_q$$

Dove:

γ' peso specifico φ angolo attrito interno del terreno

$B' = B - 2 \cdot e$ c' coesione

N_{γ} N_c N_q Fattori di capacità portante

$$N_{\gamma} = 1.5 + 2(N_q + 1) \tan \varphi$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

S_{γ} S_c S_q Fattori di forma

$$S_{\gamma} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

i_{γ} i_c i_q Fattori di inclinazione del carico

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{F_k}{F_v + B L C_i \cot \varphi} \right]^{m+1} \quad m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{F_k}{F_v + B L C_i \cot \varphi} \right]^m$$

b_{γ} b_c b_q Fattori di inclinazione del piano di posa

$$b_{\gamma} = b_q$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_q \tan \varphi}$$

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

g_{γ} g_c g_b Fattori di inclinazione del piano campagna

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

$$g_{\gamma} = g_q$$

$$g_c = 1 - \frac{2 \alpha}{\pi + 2}$$

d_{γ} d_c d_q Fattori di profondità del piano di posa

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$$

Considerando che non sono a disposizione dati relativi alla caratterizzazione del terreno, in via cautelativa, si assume un terreno di tipo sabbioso le cui caratteristiche vengono dedotte dalla tabella C.1 della CEI EN 50119:2010-05:

$\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico)

$\varphi' = 25^\circ$ (angolo attrito interno del terreno)

$c' = 0 \text{ kN/m}^2$ (coesione)

PALO

ESEMPIO DI DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE TERRE
P1 (Infissione)

		Fattore	
Coesione (c')	0,00	1	0,00
Angolo di attrito (f')	30,00	1	24,79
Peso specifico terreno (g ₁)	18,00	1	18,00
Peso specifico terreno sopra fondazione (g ₂)	18,00	1	18,00

Formula generale:

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma' B N_g S_g i_g b_g g_g + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q S_q d_q i_q b_q g_q$$

Dati d'ingresso:

Terreno di fondazione		
Coesione (c')	0,00	kPa
Angolo di attrito (f')	24,79	°
Peso di volume terreno di fondazione (g ₁)	18,00	kN/m ³
Peso di volume terreno sopra fondazione (g ₂)	18,00	kN/m ³
Inclinazione piano campagna	0,00	°
Fondazione		
Larghezza (B)	2,10	m
Larghezza (B')	0,43	m
Lunghezza (L)	2,10	m
Lunghezza (L')	2,10	m
Altezza (H)	1,60	m
Profondità piano di posa (D)	2,00	m
Eccentricità dei carichi (e)	0,83	m
Inclinazione piano di posa	0,00	°
Carichi		
Altezza palo (Hp)	10,00	m
Infissione (i)	1,50	m
Tiro in testa palo (T)	1510,00	daN
Pendenza tiro (p)	0,05	%
Angolo pendenza (ω)	2,86	°
Peso palo (N)	695,00	daN
Peso specifico calcestruzzo	2452,50	daN/mc
Peso plinto (Ppl)	17304,84	daN
Componente orizzontale tiro (Tor)	1508,12	daN
Componente verticale tiro (Tver)	75,41	daN
Momento incastro (Mi)	12818,99	daN*m
Momento base plinto (Mb)	15081,16	daN*m
Totale azioni verticali (V)	18075,25	daN
Componente orizzontale (V)	1508,12	daN
Componente verticale (N)	18075,25	daN
Pressione sul terreno		
Pressione max sul terreno (σ max)	2,66	daN/cm ²

Fattori capacità portante	
N _g	10,56
N _c	20,42
N _q	10,43
Fattori forma della fondazione	
S _g	0,92
S _c	1,10
S _q	1,09
Fattori inclinazione del carico	
i _g	0,78
i _c	0,84
i _q	0,85
Fattori inclinazione piano di posa	
b _g	1,00
b _c	1,00
b _q	1,00
Fattori inclinazione piano campagna	
g _g	1,00
g _c	1,00
g _q	1,00
Fattori profondità piano di posa	
d _g	1,00
d _c	1,76
d _q	1,68

Risultato:

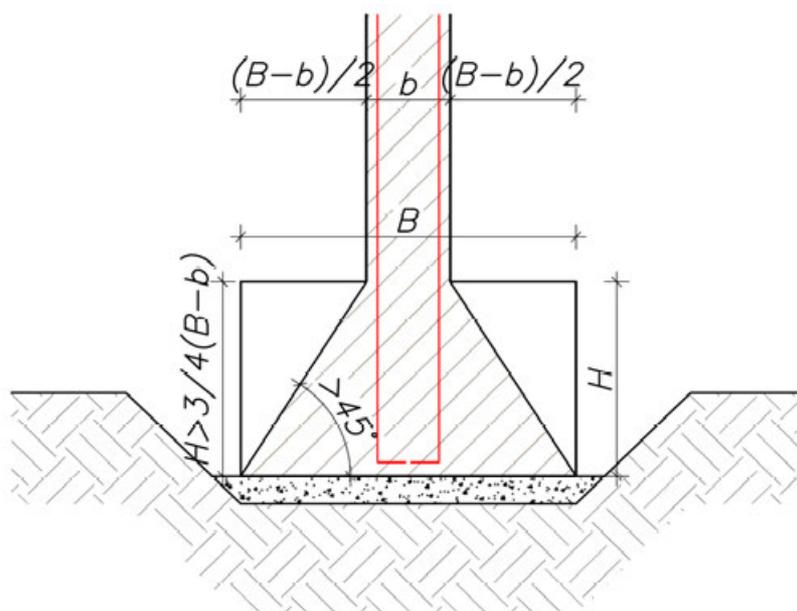
Pressione limite (q _{lim})	619,55	kPa
Fattore	2,3	
Pressione ultima	360,20	kPa
Pressione ultima	3,60	daN/cm ²
Pressione ultima	3,67	Kg/cm ²
Pu/Pc		
	1,35	
Carico Limite		
	32623,46	daN

Verifica strutturale (STR)

Ai fini della verifica strutturale, è possibile classificare i plinti di fondazione, adottati nel sostegno delle filovie, in due tipologie:

- **Plinti MASSICCI:**

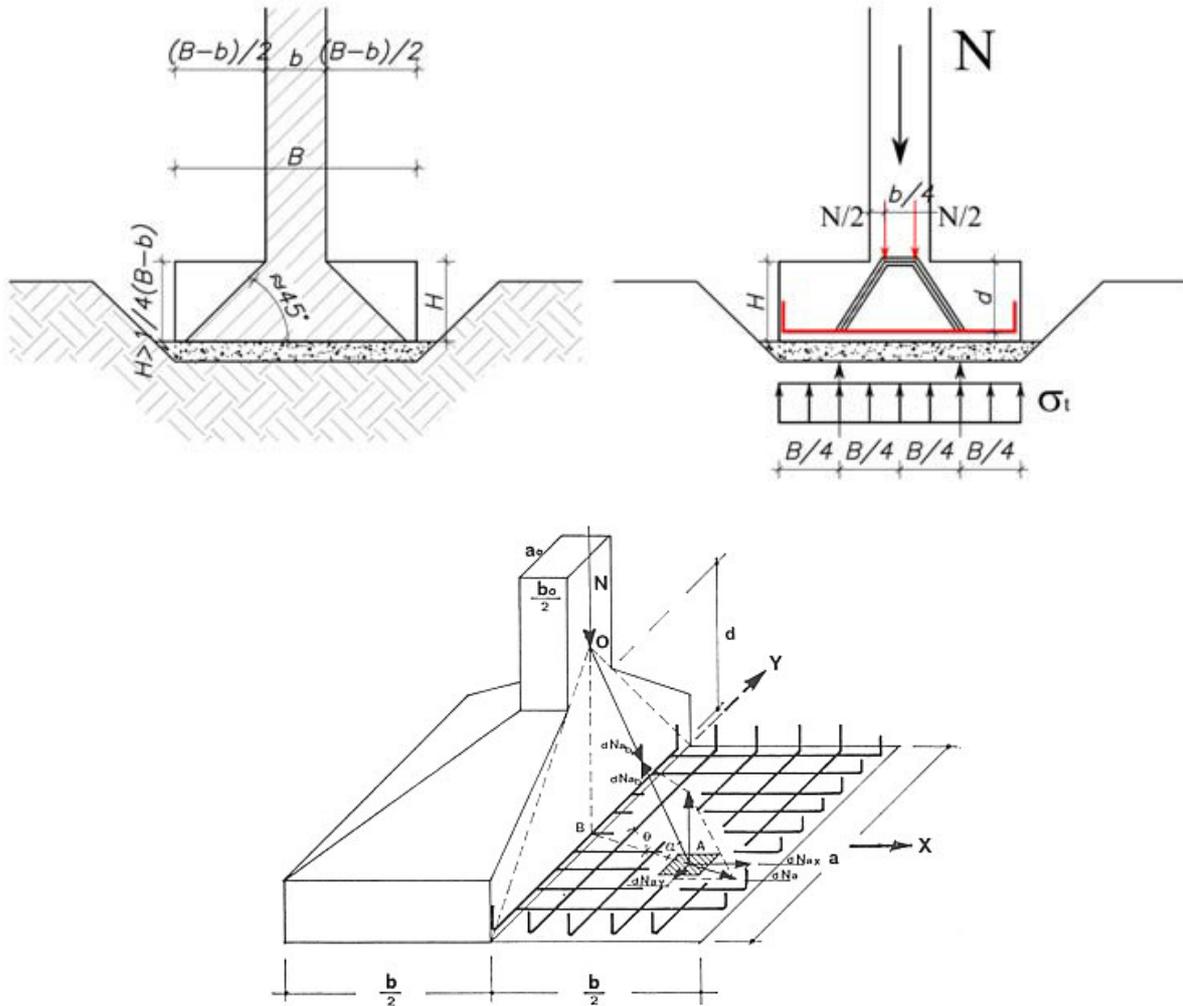
$$H > 3/4(B - b)$$



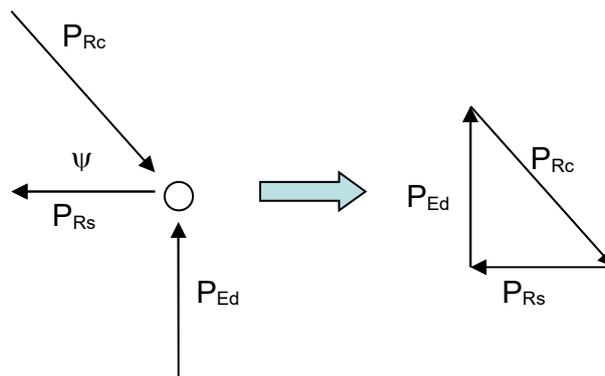
In questo caso la fondazione è molto tozza, le isostatiche di compressione subiscono una leggera deviazione, perciò le tensioni di trazione sono molto modeste e riescono ad essere assorbite dal calcestruzzo senza particolare armatura. La fondazione non viene armata e non si procede quindi alla verifica strutturale del plinto massiccio.

- **Plinti RIGIDI:**

$$H \geq 1/4(B - b)$$

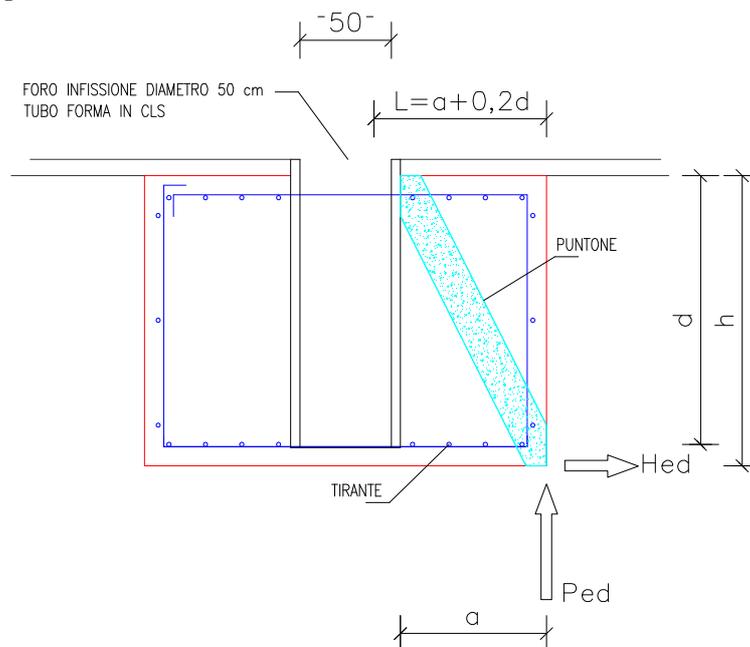


In questo caso la fondazione è tozza, e viene dimensionata facendo riferimento ad un meccanismo resistente costituito da un tirante orizzontale inferiore, corrispondente all'armatura tesa (P_{Rs}), e da un puntone di calcestruzzo inclinato di ψ (P_{Rc}).



L'azione P_{ed} è dedotta dal calcolo delle pressioni sul terreno con la formula di Brinch-Hansen, come da paragrafo 11.1.2.1 adottando l'Approccio 2 Combinazione 1 (A1+M1+R3).

Con le dimensioni geometriche indicate nella figura seguente, attraverso l'equilibrio del nodo caricato si ottiene la portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:



Resistenza dell'armatura tesa $P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{ed}) \frac{1}{\lambda} \geq P_{Ed}$

Con $\lambda = \cot g \psi \cong \frac{L}{0,9h}$ $L = a + 0,2h$

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ ponendo $\gamma_s = 1,15$

Per la verifica dovrà risultare $P_{Rs} \geq P_{Ed}$

Dovrà inoltre risultare una resistenza P_{Rc} del puntone di calcestruzzo non minore di quella correlata all'armatura.

$P_{Rc} = 0,4bdf_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$

Con $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$ ponendo $\gamma_c = 1,5$ e $\alpha_{cc} = 0,85$

con $c=1$ per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura e $c=1,5$ per sbalzi di travi provvisti di staffatura.

P2 (Infissione)

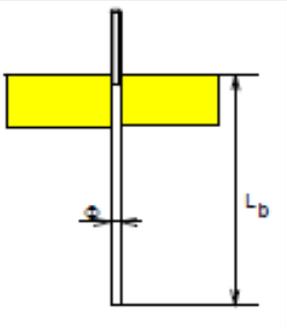
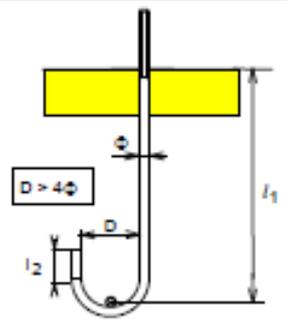
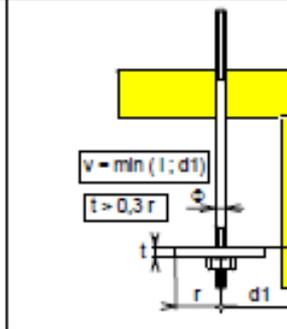
Fondazione	m		
Larghezza (B)	2,20	m	
Larghezza (B')	0,55	m	
Lunghezza (L)	2,20	m	
Lunghezza (L')	2,20	m	
Altezza (H)	1,60	m	
Profondità piano di posa (D)	2,00	m	
Eccentricità dei carichi (e)	0,82	m	
Inclinazione piano di posa	0,00	°	
Carichi			
Altezza palo (Hp)	9,50	m	
Infissione (i)	1,50	m	
Tiro in testa palo (T)	1700,00	daN	
Pendenza tiro (p)	0,05	%	
Angolo pendenza (ω)	2,86	°	
Peso palo (N)	500,00	daN	
Peso specifico calcestruzzo	2452,50	daN/mc	
Peso plinto (Ppl)	18992,16	daN	
Componente orizzontale tiro (Tor)	1697,88	daN	
Componente verticale tiro (Tver)	84,89	daN	
Momento incastro (Mi)	13583,03	daN*m	
Momento base plinto (Mb)	16129,85	daN*m	
Totale azioni verticali (V)	19577,05	daN	
Componente orizzontale (V)	1697,88	daN	
Componente verticale (N)	19577,05	daN	
Pressione sul terreno			
Pressione max sul terreno (σ max)	21487,82	daN/mq	

Dati geometrici			
h	160,00	cm	H
b	220,00	cm	B
d	150,00	cm	d=H-10cm
a	85,00	cm	a=B/2-25cm
Dati armatura			
n° Ferri	8,00		
Armatura fi mm	12,00	mm	
Area cmq	9,04	cmq	
Resistenze calcestruzzo			
Rck	30,00	N/mm ²	
fck	25,00	N/mm ²	
fcd	14,17	N/mm ²	
Resistenze acciaio			
fyk	450,00	N/mm ²	
fyd	391,30	N/mm ²	
Verifica trante-puntone			
ψ	60,46		
c	1,00		
L	115,00	cm	
λ	0,85		
Ped	20091,11	daN	
Prs	41540,14	daN	Verificato: Prs > Ped
Prc	1083903,62	daN	Verificato: Prc > Prs

- **DIMENSIONAMENTO TIRAFONDI**

Il dimensionamento dei tirafondi è eseguito sulla base della CEI EN 50341-1 come da seguente prospetto:

Tabella K.2 – Progetto dei bulloni di ancoraggio

Ancoraggio rettilineo	Ancoraggio con curvatura	Ancoraggio con piastra
		
$F_{a,Rd} = \pi \phi L_b f_{bd}$	$F_{a,Rd} = \pi \phi L_b f_{bd}$ con $L_b = (l_1 + 3,2 D + 3,5 l_2)$	$F_{a,Rd} = \pi \phi L_b f_{bd}$ con $L_b = 2,45 \phi \frac{f_{bd}}{f_{bd}} \left(\frac{r^2}{\phi^2} - 0,25 \right) \left(1 - \frac{r}{v} \right) + l_b$
<p>f_{bd} resistenza di ancoraggio dell'acciaio nel calcestruzzo</p> <p>con $f_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$ per fondino liscio e</p> <p>$f_{bd} = \frac{2,25 \sqrt{f_{ck,0,05}}}{\gamma_c}$ per barre ad alta aderenza</p> <p>con $f_{ck,0,05} = 0,7 f_{cm}$ e $f_{cm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$</p> <p>con f_{ck} resistenza caratteristica del calcestruzzo compresso f_{cm} resistenza media del calcestruzzo alla trazione $f_{ck,0,05}$ resistenza caratteristica del calcestruzzo alla trazione γ_c coefficiente parziale di sicurezza per l'aderenza = 1,50</p> <p>Ad esempio: con calcestruzzo C 20/25 $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck,0,05} = 1,55 \text{ N/mm}^2$, e $f_{bd} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ per fondino liscio oppure $f_{bd} = 2,3 \text{ N/mm}^2$ per le barre ad alta aderenza</p> <p>La lunghezza di ancoraggio deve essere tale che: $F_{a,Rd} = \pi \phi L_b f_{bd} \geq F_{t,Sd}$ dove $F_{t,Sd}$ è la forza di trazione di progetto per bullone aalo stato limite ultimo</p> <p>La dimensione dei bulloni deve essere tale che: $F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd} \leq F_{t,Rd} = 0,90 f_{tb} A_s / \gamma_{t,b}$ dove f_{tb} resistenza di rottura alla trazione del bullone di ancoraggio A_s area della sezione resistente in trazione del bullone di ancoraggio $\gamma_{t,b}$ coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza del bullone di ancoraggio = 1,25</p> <p>In accordo con 6.5.5 (6) della EN 1993-1-1:2005, quando le flettature vengano realizzate da un costruttore non specializzato in bulloneria, il valore corrispondente di $F_{t,Rd}$ deve essere ridotto moltiplicandolo per un coefficiente 0,85.</p>		

Il calcolo viene eseguito ipotizzando la soluzione di ancoraggio con piastra che riporta la seguente formula:

$$F_{a,Rd} = \pi * \phi * L_b * f_{bd}$$

Forza resistente dell'ancoraggio del bullone

Dove:

$$L_b = 2,45 * \phi * \frac{f_{cd}}{f_{bd}} \left(\frac{r^2}{\phi^2} \right) \left(1 - \frac{r}{v} \right) + L_0$$

Ancoraggio di calcolo nel calcestruzzo

Di seguito si riporta un esempio relativo al palo M28 – F con momento di progetto pari a 58320N e piastra di ancoraggio di diametro 450 mm e spessore 40 ancorata con 8 barre M33.

Caratteristiche palo e materiali:

Palo	Momento di progetto	M	58320	Nm
	Peso palo	N	3140	N
	Diametro palo	D	219,1	mm
	Spessore	t	7,1	mm

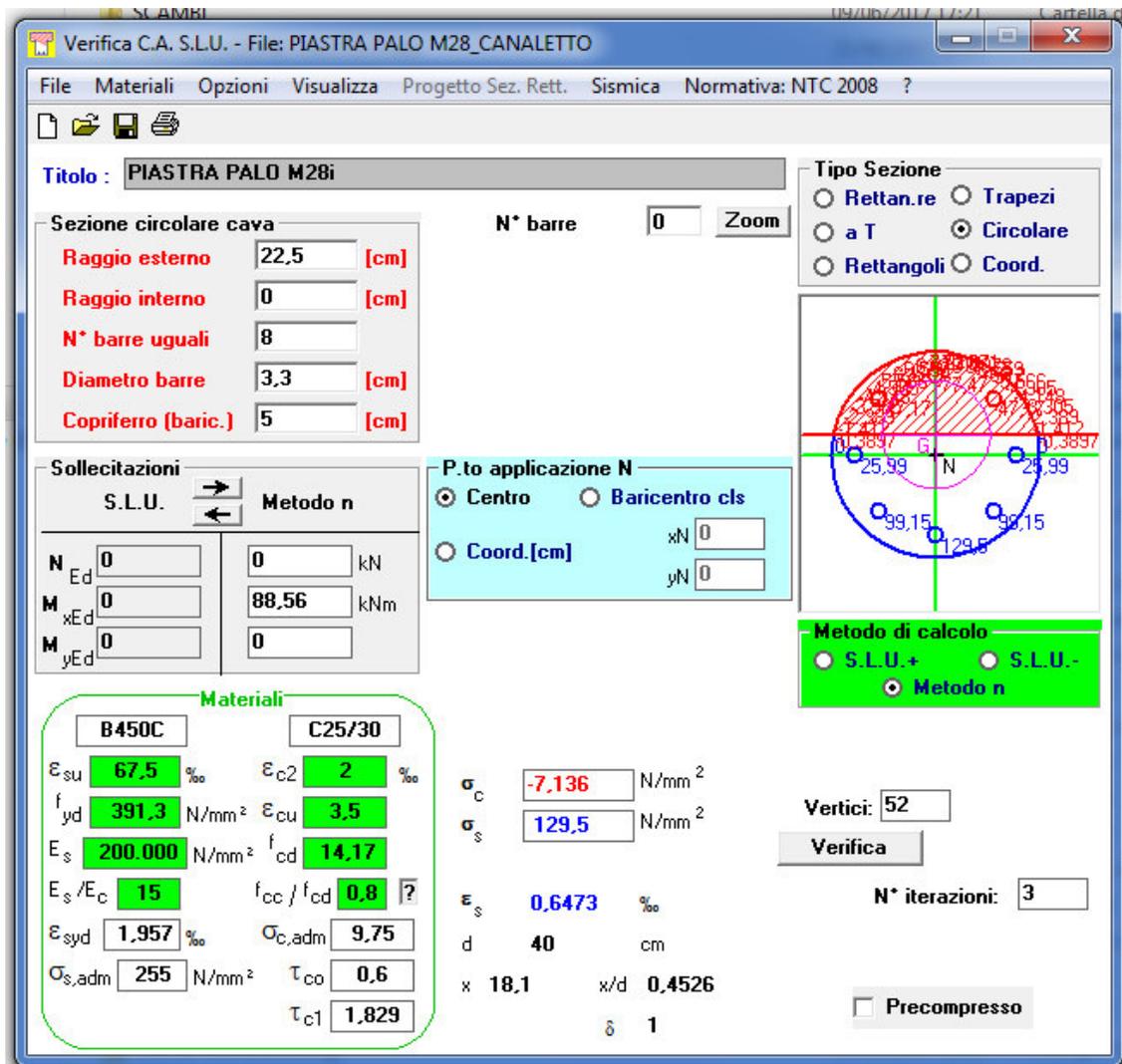
Coefficienti di sicurezza	Per l'aderenza	Y c	1,5	
	Resistenza bullone	Y Mb	1,25	

Calcestruzzo	Tipo	C 25/30		
	Resistenza caratteristica a compressione	fck	25,00	N/mm ²
	Resistenza di progetto a compressione	fcd	16,70	N/mm ²
	Resistenza caratteristica a trazione	fctk	1,80	N/mm ²
	Resistenza di ancoraggio per barre aderenza migliorata	fbd	1,20	N/mm ²

Calcolo azioni sui bulloni:

La valutazione della forza di estrazione sulle barre è condotta attraverso il software VCA SLU da cui si deduce che la tensione massima sulle barre è:

$$\sigma_s = 129.5 \text{ N/mm}^2$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: PIASTRA PALO M28_CANALETTO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : PIASTRA PALO M28i

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 22,5 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 8
- Diametro barre: 3,3 [cm]
- Copriferro (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0 **Zoom**

Tipo Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Diagramma: Sezione circolare con 8 barre distribuite. Coordinate: xN=0, yN=0. Barre a raggio 99,15 e 129,8.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	88,56	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm] xN: 0, yN: 0

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm ²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm ²	f _{cd}	14,17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	9,75
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0,6
		τ _{c1}	1,829

Risultati:

- σ_c: -7,136 N/mm²
- σ_s: 129,5 N/mm²
- ε_s: 0,6473 ‰
- d: 40 cm
- x: 18,1 x/d: 0,4526
- δ: 1

Vertici: 52 **Verifica**

N° iterazioni: 3

Precompresso

Verifica bulloni e relativo ancoraggio:

Barre di ancoraggio con contropiastra per ciascun tirafondo	Tipo barra			
	Qualità acciaio		8.8	
	Numero barre	n	4	
	Diametro barra	Φ	33	mm
	Tensione a rottura	fub	800	N/mm ²
	Area utile	As	697	mm ²
	Lunghezza barra	L	1000	mm
	Porzione della barra infissa nel calcestruzzo sopra contropiastra	L0	800	mm
	Raggio contropiastra	r	100	mm
	Spessore contropiastra	t>0,3r	30	mm
	Copertura laterale	d1	250	mm
	Spessore cls sopra contropiastra	L0	674	mm
	Min (L0 - d1)	v	250	mm
	Ancoraggio di calcolo nel calcestruzzo	Lb	6704,468	mm
	Forza resistente dell'ancoraggio del bullone	Fa,Rd	833660,38	N
	Forza resistente del bullone	Ft,Rd	401472	N
	Tensione massima sul bullone più sollecitato	σ_s	129,5	N/mm ²
	Forza di trazione di calcolo del bullone più sollecitato	Ft,Sd	90261,5	N
	Check ancoraggio calcestruzzo Ft,Sd/Fa,Rd <1		0,1082713	OK
Check resistenza barra Ft,Sd/Ft,Rd <1		0,2248264	OK	

In conclusione, l'ancoraggio del palo lato tirafondo risulta verificato.

4- CONTROLLI DA ATTUARSI IN SEDE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA

In sede di stesura del progetto esecutivo e prima ancora del PTFE, dovranno essere acquisite le informazioni geotecniche di dettaglio relative ai parametri del terreno e altezza di falda e le interferenze con sottoservizi.

5- FATTIBILITÀ ESECUZIONE LINEA AEREA DI CONTATTO

In considerazione di quanto precedentemente esposto è strutturalmente fattibile la realizzazione della linea aerea di contatto nella configurazione rappresentata negli elaborati grafici.

Il costo stimato per l'intervento è di seguito riportato:

REALIZZAZIONE PLINTI E PALI	€ 3.400.000,00
REALIZZAZIONE LINEA AEREA DI CONTATTO	€ 2.650.000,00
SISTEMA DI SICUREZZA PLF	€ 350.000,00
ONERI SICUREZZA	€ 300.000,00
TOTALE	€ 6.700.000,00