



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA TRIENNALE IN INGEGNERIA ENERGETICA

TESI DI LAUREA TRIENNALE

**APPLICAZIONE DELLA NUOVA NORMA CEI 11-4
ALLE LINEE DI MEDIA TENSIONE
(APPLICATION OF THE NEW STANDARD CEI 11-4
TO MV OVERHEAD LINES)**

RELATORE: PROF. Roberto Benato
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA ELETTRICA

CORRELATORE: Ing. Agostino Vedovelli
SET Distribuzione S.p.A.

LAUREANDO: Marco Balduzzo

ANNO ACCADEMICO 2010-2011

INDICE

Sommario	pag.3
1. Introduzione	pag.3
2. Linee elettriche aeree in MT	
2.1 Struttura della rete	pag.3
2.2 Soluzioni costruttive delle linee	pag.4
2.3 Materiali	
2.3.1 Conduttori	pag.5
2.3.2 Strutture di sostegno (pali)	pag.5
2.3.3 Strutture di sostegno (mensole, cimello, traversa, collare)	pag.6
2.3.4 Isolatori	pag.6
2.3.5 Morse di sospensione e di ammarro	pag.7
2.3.6 Apparecchi di manovra	pag.7
2.3.7 Apparecchiature di protezione	pag.8
2.4 Cabine secondarie	pag.8
2.5 Cabine primarie	pag.10
3. Progettazione agli stati limite	
3.1 Base di progetto	pag.12
3.2 Cenno alle variabili aleatorie	pag.12
3.3 Frattili e valori caratteristici	pag.13
3.4 Definizione agli stati limite	pag.14
3.5 Carichi e azioni di calcolo	pag.15
4. Applicazione nuova Norma CEI 11-4	
4.1 Introduzione e disegno di progetto	pag.16
4.2 Verifica conduttori	pag.19
4.3 Distanze di rispetto	pag.37
4.4 Verifica supporti e armamenti	pag.42
4.5 Momenti e spinte dovuti al trasformatore e al vento	pag.45
4.6 Verifica sostegno	pag.50
4.7 Verifica della fondazione del sostegno	pag.54
5. Conclusioni	pag.56
Ringraziamenti	pag.57
Bibliografia	pag.57

SOMMARIO

La Norma CEI 11-4 fornisce i criteri generali di sicurezza, descrivendo le azioni che devono essere utilizzate nel progetto e le relative combinazioni. Definisce le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e ogni altro aspetto attinente alla sicurezza delle linee elettriche aeree. Ove indicato nel testo, per quanto concerne la sicurezza strutturale, si applicano le disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni con la globalizzazione si sta cercando di uniformare il maggior numero di settori possibile. Con l'entrata in vigore di questa Norma non si ha una unificazione solo a livello nazionale, ma bensì europeo. Questo comporta un lavoro di progettazione molto più dettagliato e specifico per coprire al meglio tutti i casi in maniera ottimale. Vedremo come ci siano notevoli differenze sia a livello teorico che pratico rispetto alla normativa precedente, in quanto cambia sia la filosofia progettuale che la determinazione dei carichi. Questa Norma si applica solo alle nuove linee elettriche aeree in conduttori nudi con tensione maggiore di 1 kV in corrente alternata e per gli aspetti strutturali possono essere applicate anche alle linee in corrente continua. Tale Norma non si applica alle linee esistenti prima dell'entrata in vigore di questo decreto, né per la manutenzione, né per la sostituzione dei conduttori, possono invece trovare applicazione per le varianti significative di linee esistenti. Per poter apprendere in modo adeguato questa metodologia di lavoro prima si farà una breve descrizione della rete di distribuzione su cui si andrà a operare, poi faremo uno studio di quello che la norma prevede e infine si eseguirà un' applicazione pratica.

2. LINEE ELETTRICHE AEREE IN MT

2.1 Struttura della rete

Le linee elettriche in MT sono caratterizzate da una tensione nominale $U_n = 20000V$ (15000V in alcune regioni), ed iniziano nelle cabine primarie dove avviene la trasformazione da AT a MT fino alle cabine secondarie dove si passa dalla MT alla BT. È caratterizzata prevalentemente da una struttura ramificata o ad anello a due ordini: le dorsali e le derivazioni. La dorsale è la linea di MT di collegamento tra due cabine primarie (semi-congiungente), sezionata in punti opportuni rispetto al carico alimentato. La derivazione è la linea che si diparte da una dorsale per alimentare carichi isolati, generalmente trasformazioni su palo (PTP). In Figura 1 è possibile vedere lo schema semplificato fra cabina primaria e secondaria e in Figura 2 lo schema di una dorsale.

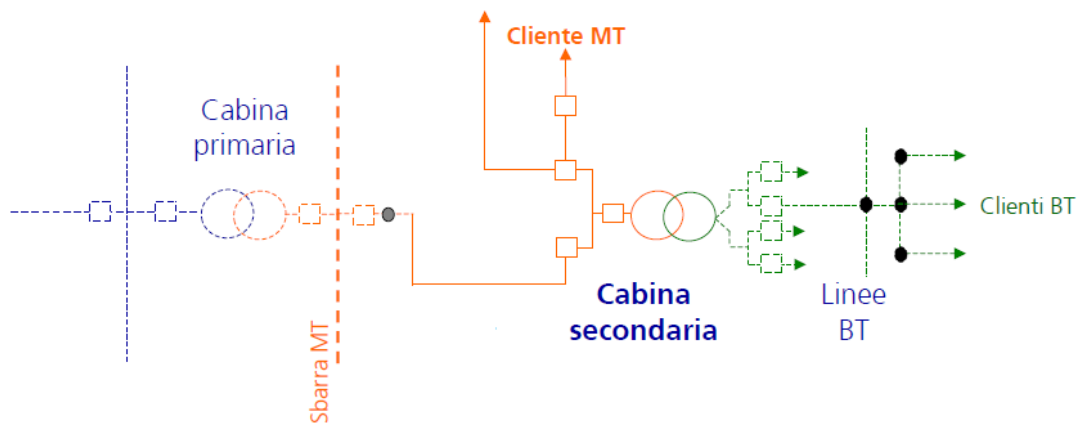


Fig. 1 - Schema rete di MT

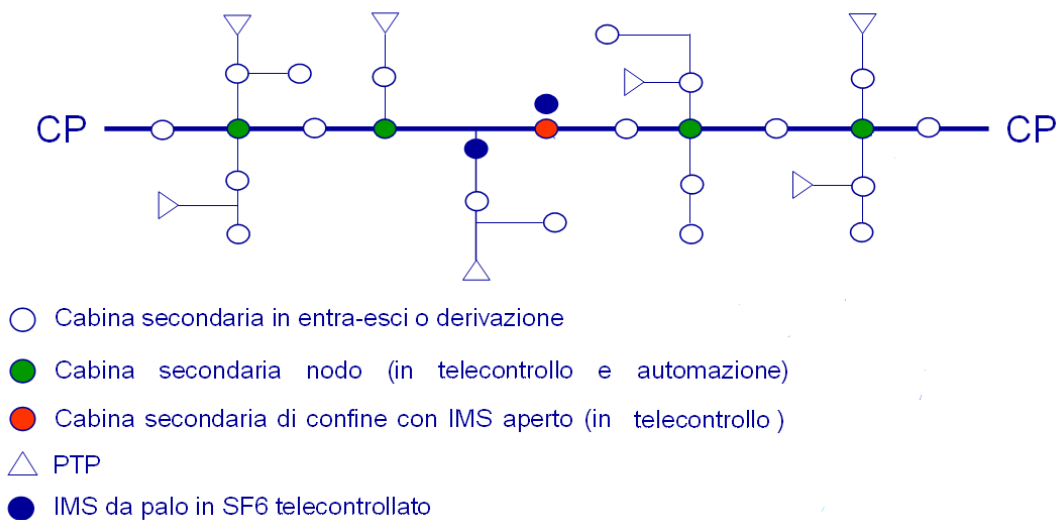


Fig. 2 - Schema dorsale di MT

Ogni linea riceve l'energia dalla cabina primaria alimentante e la distribuisce verso le estremità che, nel caso generale di schema a congiungenti sono interconnesse e devono essere sempre "sezionate" con un IMS in cabina secondaria (detta "di confine") o su palo. La portata della dorsale, formata dalle due semi-congiungenti, è sfruttata in genere solo fino al 50%, in modo da assicurare la riserva reciproca fra le semi-congiungenti, così in caso di guasto o di fuori servizio programmato nel primo tratto in partenza dalla cabina primaria si esclude dal servizio il minor tratto di linea possibile.

2.2 Soluzioni costruttive della linea

Le tipologie costruttive si dividono in linee aeree in conduttori nudi e in cavo. Le linee in conduttori nudi sono costituite da un conduttore per fase tesati in aria e fissati a strutture di sostegno (mensole) con l'interposizione di elementi isolanti (isolatori). Le linee in cavo sono costituite da 3 cavi unipolari avvolti a elica con all'interno un cordino di acciaio rivestito di alluminio tesato in aria e fissato a strutture di sostegno quali mensole e pali. Le principali soluzioni costruttive sono quella di fare le linee con armamento rigido dove i conduttori sono

fissati rigidamente agli isolatori mediante legature, e linee con armamento sospeso il cui conduttore è trattenuto all' interno di una morsa imbullonata sostenuta da una catena di isolatori fissati mediante attacchi di tipo snodato i quali permettono oscillazioni longitudinali e trasversali. Generalmente si usa l' armamento sospeso in quanto porta a minori sollecitazioni e interferenze esterne e inoltre aumenta le distanze fra conduttori e parti a terra del sostegno.

2.3 Materiali

2.3.1 Conduttori

Per i conduttori nudi ci sono solo quattro soluzioni unificate come si può vedere nella Figura 3. Generalmente i conduttori con sezione da 25 e 35 mm² vengono usati per le derivazione e quelli da 70 e 150 mm² per le dorsali. La portata al limite termico è il massimo valore di corrente che non deve essere superato per evitare surriscaldamenti eccessivi del conduttore e quindi garantire la costanza nel tempo della proprietà meccaniche e l'efficienza delle giunzioni e derivazioni. Si riferiscono ad una temperatura del conduttore di 70 °C. Il primo cavo cordato su fune portante viene usato per le derivazioni, mentre gli altri per le dorsali, di cui il secondo per quelle non rialimentabili, il terzo e quarto per quelle alimentabili rispettivamente per zone a bassa o alta densità di carico (vedi Figura 3).

Materiale	Sezione [mm ²]	Portata al limite termico [A]	Cavo con isolamento in gomma etilenpropilenica	
Rame	25 (7x2,14)	140	Formazione [n° x mm ²]	Portata [A]
	35 (7x2,52)	190		
	70 (19x2,14)	280		
Al-acc	150 (26x2,50+7x1,95)	350		
			3x50+1x50	170
			3x95+1x50	255
			3x150+1x50	340

Fig. 3 - Conduttori nudi e in cavo unificati

2.3.2 Strutture di sostegno (pali)

I pali possono essere in cemento armato centrifugato (c.a.c), lamiera saldata a sezione ottagonale, lamiera saldata a sezione poligonale in tronchi innestabili, tralicci (per casi particolari). I sostegni in cemento armato centrifugato e in acciaio sono disponibili in diversi tipi, da A a J, a ciascuno dei quali corrisponde una determinata prestazione meccanica, crescente dal tipo A al tipo J. Normalmente per sezioni in rame da 25 e 35 mm² si usano pali da 12 m, mentre per linee in conduttori di rame da 70 mm² e Al-acc da 150 mm² si usano da 14 m. Il tipo definisce solo la prestazione meccanica indipendentemente dal materiale e dall'altezza.

2.3.3 Strutture di sostegno (mensole, traverse, cimello, collare)

Queste strutture permettono di collegare gli isolatori al palo mantenendo le distanze di rispetto previste dalle norme e si dividono in mensole boxer e mensole M, traverse di tipo L (armamento sospeso) e P (armamento rigido). Altri organi sono il cimello (usato per collegare il conduttore centrale in testa al sostegno nel caso di collegamento ad ammarco o rinforzato) e il collare (usato per fissare la traversa al palo). Tali componenti si possono osservare in Figura 4.

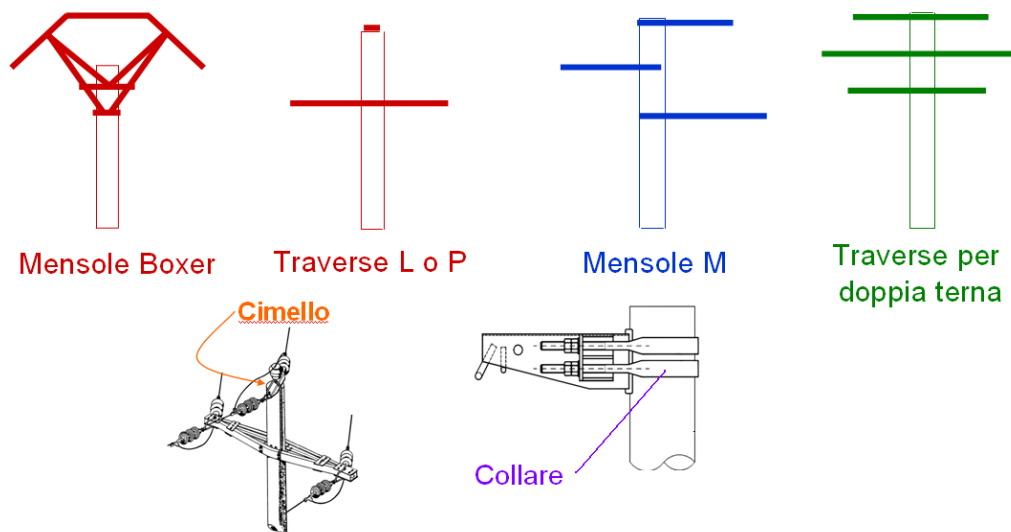


Fig. 4 - Mensole, traverse, cimello, collare

2.3.4 Isolatori

Sono componenti utilizzati per collegare meccanicamente i conduttori alle strutture di sostegno, realizzando il necessario isolamento elettrico. Ci possono essere isolatori rigidi e sospesi. Se l'isolatore è rigido è fissato alla mensola con un apposito perno filettato e i conduttori sono fissati mediante legature. Nel caso sia sospeso si compone una catena con n° 3 isolatori in vetro collegati tra di loro con un particolare accoppiamento snodato (orbita - bottone). Il conduttore è fissato ad una morsa imbullonata collegata alla struttura snodata. L'isolatore composito (resina sintetica + gomma) è costituito da un unico elemento di caratteristiche equivalenti. Gli isolatori sono caratterizzati da una determinata prestazione nei confronti dell'inquinamento ambientale (salsedine, polveri, ecc.). Per ogni tipo costruttivo di isolatori è disponibile una versione definita "normale" per ambiente non inquinato e una definita "antisale" per ambiente inquinato (zone in prossimità della costa o industriali dove è stato rilevato statisticamente un deposito inquinante superiore ad un determinato limite). La linea di fuga è la lunghezza dello sviluppo superficiale delle parti isolanti. In un isolatore la scarica può avvenire per perforazione dell'isolamento, per conduzione superficiale o per arco esterno nell'aria tra le parti metalliche. A parità di lunghezza della catena o dell'isolatore, una maggiore linea di fuga fa in modo che la scarica sotto pioggia o per umidità diffusa in presenza di inquinamento avvenga per tensioni più elevate. Ciò si ottiene aumentando lo sviluppo del profilo esterno (su quelli in vetro) od il numero di campane isolanti (su quelli compositi). Gli isolatori sono rappresentati in Figura 5.

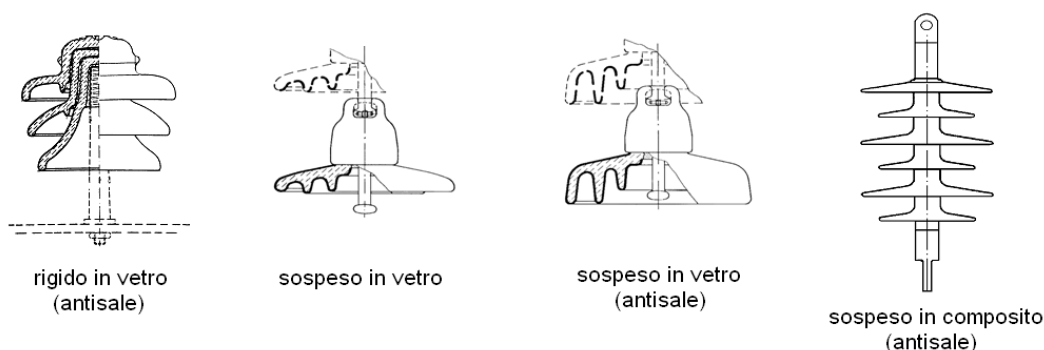


Fig. 5 - Tipologie di isolatori

2.3.5 Morse di sospensione e di ammarro

Le morse di sospensione hanno la funzione di sostenere il conduttore, trasmettendo all'equipaggio il carico risultante trasmesso dalle due campate del conduttore (verticale se la catena è in equilibrio), trattenere il conduttore in caso di squilibrio di tiro, esercitando un'azione di ritenuta con un raggio di curvatura adeguato al suo diametro. Le morse di ammarro hanno la funzione di trattenere il conduttore in tiro, trasmettendo lo sforzo all'equipaggio di ammarro e di accompagnare opportunamente il "collo morto" che va a collegarsi con l'amarro della campata adiacente, all'entrata in cabina, al terminale del cavo, al sezionatore ecc. Le morse di ammarro devono accoppiare la sicurezza della ritenuta con la massima leggerezza, per evitare danneggiamenti del conduttore, anche in caso di vibrazioni, vedi Figura 6.

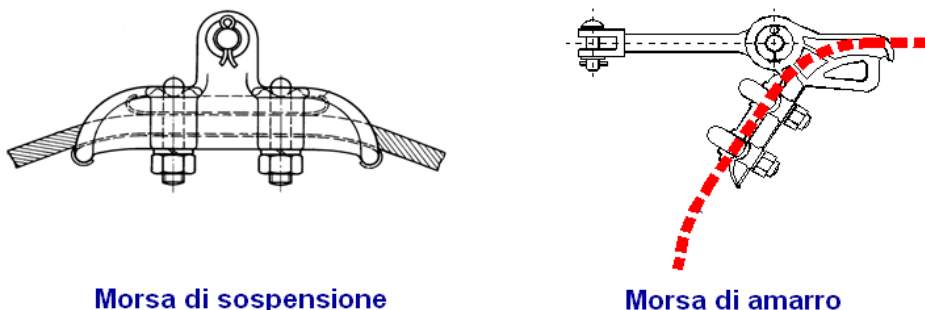


Fig. 6 - Morsa di sospensione e di ammarro

2.3.6 Apparecchiature di manovra

Il principale apparecchio di manovra è l'interruttore di manovra sezionatore (IMS), il quale viene usato principalmente per il sezionamento delle dorsali in quanto è caratterizzato da una corrente nominale di $I_n=400$ A. Può essere a comando manuale o motorizzato e in quest'ultimo caso è possibile il comando da remoto con il telecontrollo. Nella maggior parte dei casi è isolato in esafluoruro di zolfo (SF_6), per cui non si vede la parte meccanica, ma si presenta come una specie di scatola con sopra una semisfera che è un trasformatore di tensione (TV) per portare la tensione da 20 KV a 24 V per alimentare le batterie dell'apparecchiatura motorizzata in telecontrollo. Nel caso la posizione normale dell'IMS isolato in SF_6 sia aperto per la sua protezione è necessario, in entrambi i lati, posizionare degli scaricatori ad ossido metallico con $I_n=10$ KA. Mentre il sezionatore normale a comando manuale è usato nelle derivazioni o nei posti di trasformazione su palo in quanto ha una

corrente nominale $I_n=10$ A e può essere sia verticale che orizzontale. Questi apparecchi sono rappresentati in Figura 7.

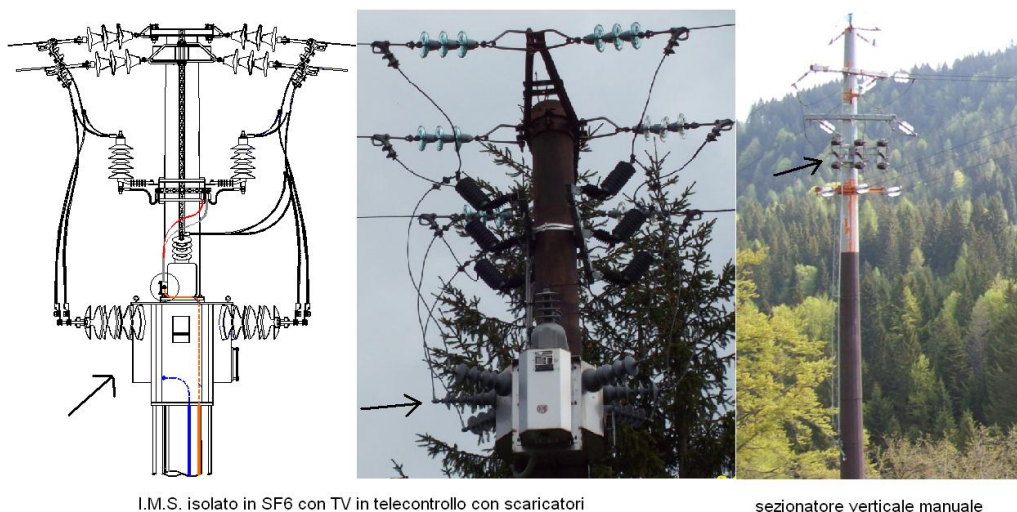


Fig. 7 - IMS in SF6 e sezionatore verticale

2.3.7 Apparecchiature di protezione

Per la protezione contro le sovratensioni atmosferiche (dirette o indirette) ci sono per gli impianti nuovi gli scaricatori, mentre in quelli già esistenti da tempo si trovano gli spinterometri. Sono dispositivi in grado di scaricare l'energia associata ad un'onda di sovratensione tramite un collegamento fase-terra a bassissima impedenza. Mentre per le protezioni contro i sovraccarichi e i corto-circuiti si usano i fusibili che hanno la funzione di aprire un circuito in condizioni di guasto e sono dotati di un percussore, un dispositivo meccanico che fornisce l'energia necessaria ad azionare l'apparecchio di interruzione associato, l'IMS combinato.

2.4 Cabine secondarie

Le cabine secondarie sono il luogo dove avviene la trasformazione MT/BT. Posso essere, dal punto di vista costruttivo, per reti in cavo: cabine box, box ridotto e minibox; mentre per le reti aeree ci sono le cabine in elevazione. Mentre dal punto di vista impiantistico possono fungere da collegamento in entra - esci, collegamento in derivazione o cabina nodo (cabina in entra - esci sulla dorsale con più di una derivazione). Lo schema elettrico MT di una cabina secondaria è composto da una sbarra alla quale sono collegati uno o più montanti come in Figura 8.

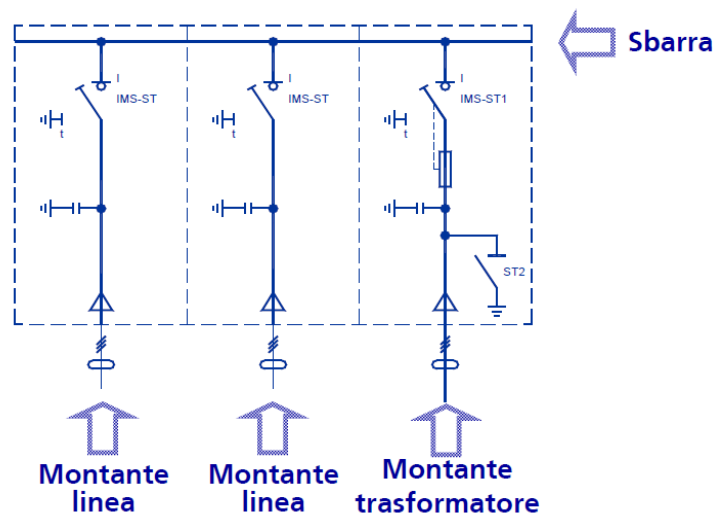


Fig. 8 - Schema elettrico da MT di una cabina secondaria.

I montanti del quadro MT sono suddivisi in celle, le quali hanno diversi organi. La cella di linea ha un interruttore di manovra-sezionatore (IMS) e sezionatore di terra (ST) lato linea. La cella trasformatore ha un interruttore di manovra-sezionatore (IMS) combinato con una terna di fusibili integrati nello stesso apparecchio, ed un sezionatore di terra (ST) a valle dei fusibili. L'intervento del fusibile comanda, tramite un percussore, l'apertura dell'IMS. Mentre la cella utente è analoga al montante linea con l'aggiunta dei trasformatori di tensione (TV) e corrente (TA) installati su apposite piastre. Da questo montante partono i collegamenti in cavo di proprietà del cliente. Dal punto di vista della disposizione degli apparecchi la cabina si presenta come in Figura 9.

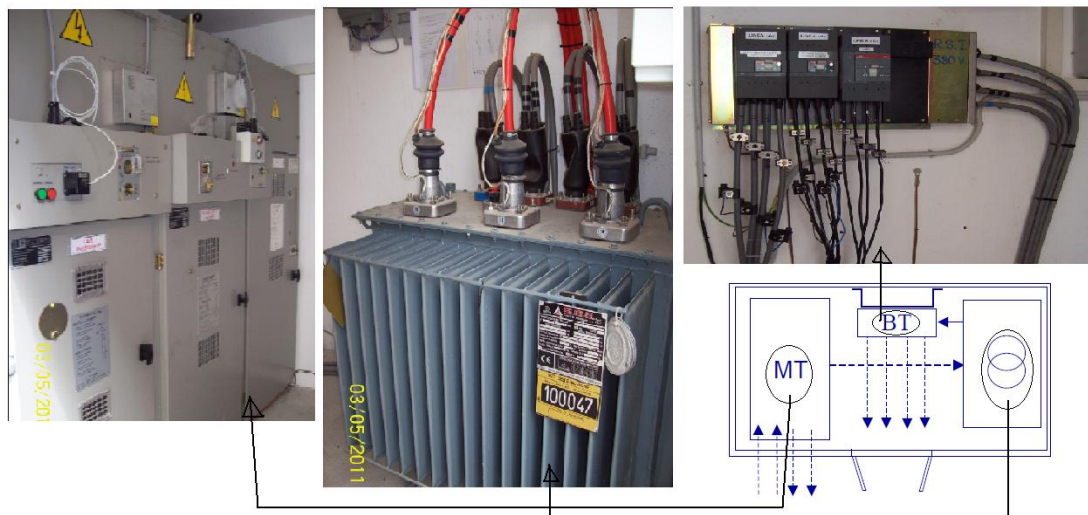


Fig. 9 - Componenti principali cabina secondaria

I trasformatori MT/BT unificati generalmente hanno una potenza apparente da 160 a 630 KVA e sono classificati in base al tipo di raffreddamento che è ONAN (olio a circolazione naturale a contatto con gli avvolgimenti e aria a circolazione naturale come refrigerante con l'esterno). Alcuni trasformatori hanno anche un conservatore d' olio per far fronte all' aumento di volume dell' olio man mano che aumenta la temperatura. La funzione di

protezione del trasformatore dai guasti interni e dai corto circuiti è svolta dai fusibili installati sul lato MT. Il funzionamento è definito dalla caratteristica di intervento tempo-corrente. Per ogni tipo di fusibile, ad ogni valore (efficace) di corrente è associato un tempo di fusione o pre-arco. La protezione deve essere selettiva rispetto a quella di massima corrente installata in testa alla linea. Le feritoie per lo sfogo di un eventuale cortocircuito sono nella parte posteriore del quadro BT. Per questo motivo i quadri richiedono sempre il montaggio su un supporto in acciaio inox che li mantiene distanziati di 250 mm dalla parete.

2.5 Cabina primaria

La cabina primaria è realizzata secondo uno schema a blocchi che nella versione standard prevede una sezione di alta tensione, due trasformatori AT/MT derivati dalla sbarra e una sezione di MT dove si trovano gli arrivi dai trasformatori e da cui partono le linee di MT. La sezione AT è munita di servizi ausiliari, mentre quella di MT di protezioni, entrambi telecomandati. La sezione vista dall'alto della parte in AT è rappresentata in Figura 10.

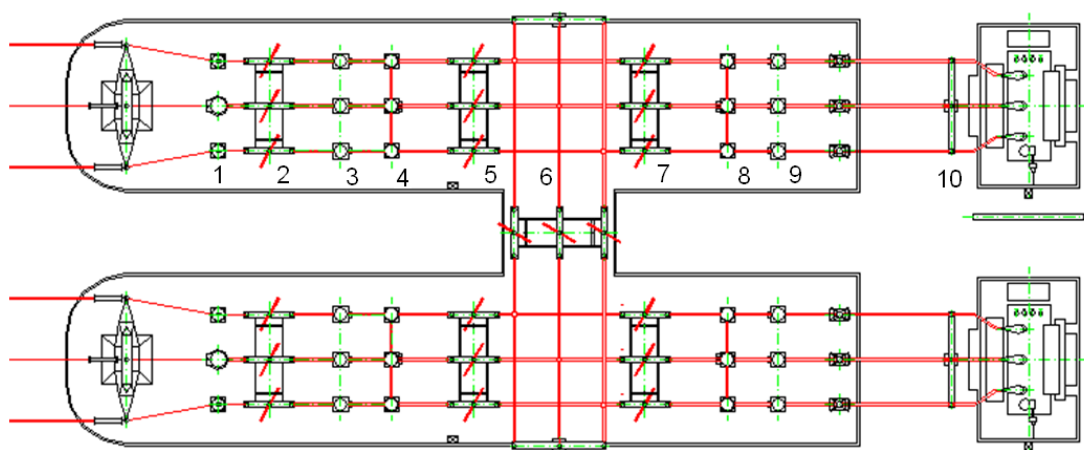


Fig. 10 - Sezione AT

Nello specifico possiamo osservare nella Figura 11, i vari componenti. Il numero 1 è un TV-AT che serve per misurare la tensione in ingresso della cabina, il 2 è un sezionatore orizzontale per aprire la linea, il 3 è un TA-AT con interruttore in olio, che serve per misurare la corrente di linea e per proteggere il trasformatore, e il 4 di nuovo un TV-AT. In Figura 12 si prosegue la linea con un sezionatore prima della sbarra (5) e con le tre sbarre di fase contraddistinte dal numero 6. Dopo le sbarre trasversali c'è ancora un sezionatore (7), un TA-AT (8) e un TV-AT (9). Il numero 10 è il trasformatore AT/MT da 40000 KVA con tensione primaria di 132 KV.



Fig. 11 - Ingresso cabina primaria



Fig. 12 - Sezione di AT

La sezione di MT è costituita da un edificio contenente principalmente la sala quadri, i servizi ausiliari e i vari organi di misura. In uscita dal trasformatore la fase da 20 KV entra nell'edificio di media e attraverso una sbarra alimenta tutte le varie linee indipendenti, che sono circa una ventina. Ogni linea ha il proprio armadio contenente interruttore e sezionatore

e sono disposti uno a fianco dell' altro come in Figura 13. Sempre nella stessa figura si può vedere la stanza sottostante agli armadi da dove escono i cavi delle linee per uscire dalla cabina primaria.



Fig. 13 - Armadi di partenza delle linee e uscita dei cavi da sotto gli armadi

3. PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

3.1 Base di progetto

La filosofia progettuale delle linee aeree secondo quanto stabilito dalla Norma CEI 11-4 è basata sull' "Approccio Generale" coincidente con il criterio di verifica agli stati limite, il quale fa riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni.

La formula generale di progetto ha la seguente forma:

$$E_d \leq (R_k / \gamma_M)$$

dove:

- E_d è il valore di progetto del carico strutturale, determinato amplificando i carichi caratteristici con opportuni coefficienti moltiplicativi γ_F dipendenti dal tipo di azione;
- R_k è il valore caratteristico della resistenza del materiale;
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

3.2 Cenno alle variabili aleatorie

Sia a livello di sollecitazioni, e quindi di azioni, sia per quanto concerne la resistenza, i parametri che intervengono in fase progettuale non sono noti a priori, quindi di carattere deterministico, ma vengono rappresentati da variabili aleatorie, cioè valori che non sono fissati, ma possono variare, e ogni diverso valore possibile è contraddistinto da una certa probabilità di essere raggiunto o viceversa superato. Il progettista deve avere conoscenza di questa variabilità che viene descritta dalla curva " densità di probabilità". Si definisce "variabile aleatoria", qui indicata col simbolo Y , una variabile che rappresenta il risultato di un esperimento che può fornire valori "casuali", intendendo cioè valori non definibili a priori. Poiché tale aspetto non può essere trascurato, nel calcolare resistenza e sollecitazione vengono utilizzati modelli probabilistici che permettono di individuare i valori caratteristici della "domanda di prestazione" S e della "capacità di prestazione" R ; valori caratteristici a cui, come poi vedremo, vengono applicati opportuni coefficienti di sicurezza per coprire le

ulteriori cause di incertezza. Un esempio di variabile aleatoria sono le caratteristiche dei materiali che rivestono un ruolo fondamentale per la caratterizzazione probabilistica della resistenza. Le incertezze sulle proprietà meccaniche si riflettono su quelle dell'intera struttura e dipendono da molti fattori, supponiamo di eseguire delle verifiche di resistenza su N barre di acciaio provenienti dallo stesso lotto, cioè di applicare alle stesse una forza di trazione F costante in maniera tale da portare a rottura ciascun provino e di valutarne la relativa tensione ultima mediante la relazione:

$$\sigma = F/A$$

I risultati ottenuti saranno per lo più diversi tra loro, ciò a causa delle variabilità connaturate al processo produttivo. Supponiamo ora di poter disporre dei risultati di misure sperimentali di una grandezza meccanica (appunto la resistenza a rottura delle barre di acciaio), ovvero di un insieme di N valori casuali $Y_1, Y_2, Y_3, \dots, Y_n$, che possono venir suddivisi in un numero finito di intervalli (classi). Si indica con il termine "probabilità" il numero di valori che ricadono all'interno di ciascuna classe e con "densità di probabilità" l'istogramma che ne rappresenta la dispersione sul relativo piano cartesiano come in Figura 14.

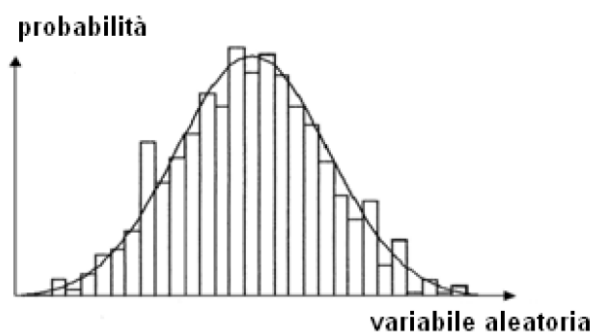


Fig. 14 - Curva densità di probabilità

Quando le distribuzioni di frequenza prima risultano crescenti, raggiungono un massimo e poi cominciano a decrescere fino ad arrivare allo zero, ovvero, nel caso in cui le misure sperimentali sono sparse entro un campo più o meno ristretto e in modo tale che vi sia una concentrazione di valori intorno ad una quota centrale, una loro diluizione in vicinanza dei bordi del campo e una simmetria nella distribuzione degli stessi allora si può parlare di variabili che tendono a distribuirsi "normalmente".

3.3 Frattili e valori caratteristici

Abbiamo visto come le grandezze utilizzate in fase progettuale abbiano carattere aleatorio; il problema è quindi individuare per tali variabili dei valori significativi. Una scelta ragionevole potrebbe essere quella di considerare il valore medio, ma in questo modo non si terrebbe conto della dispersione dei dati sperimentali: ad esempio due materiali con resistenze di ugual valore medio, ma di diverse dispersioni (ovvero curve di densità di probabilità più o meno strette), non possono essere trattati allo stesso modo in quanto quello a cui corrispondono risultati più dispersi è ovviamente meno affidabile. Nella maggior parte delle normative si fa quindi riferimento al concetto di "valor frattile" di una grandezza aleatoria; per la variabile Y con curva di densità di probabilità $F_Y(x)$, si definisce "frattile inferiore" di probabilità p quel valore x_p tale che:

$$F_Y(x_p) = p$$

ossia quel valore per cui vi è una probabilità p che risulti $Y \leq xp$. Analogamente si può definire un "frattile superiore" xp^* tale che:

$$1 - FY(xp^*) = p$$

cioè vi è probabilità p che risulti $Y \geq xp^*$.

Quindi, il frattile probabilistico associato a un valore xp di una grandezza aleatoria, esprime la probabilità p che quel valore possa essere maggiorato (ecceduto), o minorato (difettato). Rapportando quanto detto ai concetti di sollecitazione e di resistenza possiamo così definire i relativi valori di riferimento: il *valore caratteristico* R_k delle resistenze è per definizione il frattile di ordine 0.05 delle rispettive distribuzioni statistiche e, in termini probabilistici, rappresenta il valore avente il 95% di possibilità di essere ecceduto (ovvero ho il 95% di probabilità che la resistenza del materiale sia maggiore della sollecitazione), Figura 16.

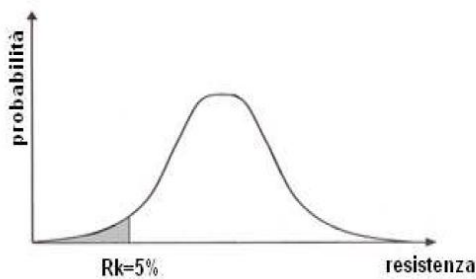


Figura 16

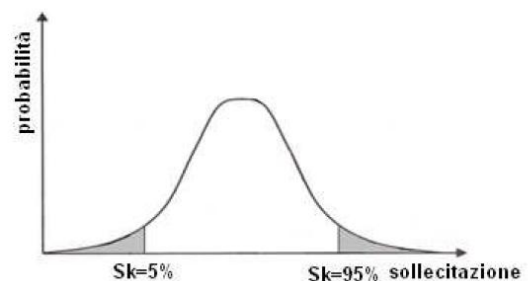


Figura 17

Il valore caratteristico delle azioni, invece, è per definizione il valore che ha una prefissata probabilità p di non essere ecceduto in senso sfavorevole durante un certo periodo di riferimento Δt , determinato in base alla vita di progetto della struttura. Al contrario della resistenza si definiscono due valori caratteristici delle sollecitazioni, rispettivamente quello corrispondente al frattile di ordine 0.05, denominato *valore caratteristico inferiore* ed ecceduto nel 95% dei casi, e quello di ordine 0.95, *valore caratteristico superiore*, avente una probabilità del 5% di essere superato. La scelta dell'uno o dell'altro valore è funzione del tipo di forza agente sulla struttura, ovvero essa è strettamente legata al fatto che l'azione considerata sia o meno a favore di sicurezza: nel primo caso si utilizza il *valore caratteristico inferiore* $Sk-$, in situazione sfavorevole il *valore caratteristico superiore* $Sk+$, Figura 17.

Tuttavia, i valori del frattile 0.05 e 0.95 a cui fanno riferimento le normative vigenti non devono essere intesi come vincolanti: ad esempio in termini di resistenza di generiche barre di acciaio è preferibile scegliere un frattile di ordine inferiore pari allo 0.005 anziché il più comune 0.05, cioè lavorare con un valore caratteristico che, su una base di 1000 provini non venga ecceduto solo 5 volte piuttosto che 50.

3.4 Definizione degli stati limite

Si definisce stato limite il raggiungimento di una condizione di insufficienza per cui la struttura, o uno dei suoi elementi costitutivi, non è più in grado di assolvere la funzione per la quale era stata progettata.

Si distinguono due tipi di stato limite:

- *stati limite ultimi (SLU)*: legati al concetto di sicurezza in senso stretto, gli stati limite ultimi sono associati al raggiungimento di una condizione di fallimento o di altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo l'incolumità delle persone o provocare gravi danni ambientali o sociali. Il superamento di tale condizione ultima ha qualità irreversibile ed è caratterizzata da una probabilità di crisi dell'ordine di 10^{-6} .

- *stati limite di esercizio (SLE)*: legati alla funzionalità dell'opera, sono associati alla capacità di garantire le prestazioni attese, in modo tale che la struttura stessa si mantenga idonea all'uso per il quale è stata progettata. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere o meno carattere reversibile, e la probabilità che venga raggiunta tale condizione è dell'ordine di 10^{-3} (0,1%).

3.5 Carichi e azioni di calcolo

I carichi di esercizio sono i carichi attuali per cui la struttura è stata progettata. Normalmente si pensa che tali carichi non verranno mai superati durante l'intera vita utile della struttura. In termini statistici, come anticipato prima, il fatto che il carico non venga mai superato ha una probabilità del 95%, per cui statisticamente le strutture potrebbero essere in particolari condizioni soggette ad un carico superiore del 5% rispetto al carico di esercizio che però non provoca nessun danno in virtù dei coefficienti di sicurezza adoperati. Secondo le norme italiane i carichi agenti su una struttura si possono dividere in tre categorie:

- *carichi permanenti*: presenti per la maggior parte della vita della struttura e con un'intensità che si mantiene pressoché costante nel tempo. Esempi ricorrenti sono il peso proprio delle strutture, solai, tetti, etc.

- *carichi variabili*: comprendono sia i comuni sovraccarichi (come persone, auto, etc.), sia le azioni da vento, neve/ghiaccio, sisma.

- *carichi eccezionali*: considerati solo quando prescritti, per particolari zone e strutture, e sono uragani, urti, esplosioni, etc.

Una volta calcolati i singoli carichi caratteristici bisogna sommarli tra di loro in modo da poter considerare il loro effetto combinato sulla struttura. Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini G_{k1} , P_{k1} ed S_{k1} rappresentano i valori caratteristici rispettivamente di carichi permanenti, precompressione ed azioni sismiche. A questi vanno poi aggiunti i termini Q_{kj} che rappresentano le azioni variabili della combinazione, dove si intende con Q_{k1} l'azione variabile prevalente e con Q_{k2} , Q_{k3} , ..., le azioni variabili di intensità inferiore rispetto alla prevalente e che possono agire contemporaneamente ad essa; nel caso di più azioni variabili per volta verranno fatte più verifiche prendendo come principale ogni azione almeno una volta.

Per gli stati limite ultimi si utilizza una sola relazione detta *combinazione fondamentale*:

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} \psi_{0j} Q_{kj}$$

dove:

- E_d carico di progetto
- G_k valore caratteristico delle azioni permanenti
- $\gamma_G = 1,4$ (1,0 se il suo contributo è a favore della sicurezza)
- P_k valore caratteristico delle forze di precompressione

- Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile prevalente
- $\gamma_Q = 1,5$ (0 se il suo contributo è a favore della sicurezza)
- Q_{kj} valore caratteristico delle altre azioni variabili
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione (nel nostro caso di vento e neve = 0,7)

Il simbolo Σ indica intervento concomitante, mentre “+” significa “combinato con”. I coefficienti γ_G , γ_P e γ_Q servono quindi a passare dal valore caratteristico dell'azione a quello di progetto, ottenendo così delle probabilità di rovina compatibili con gli S.L.U..

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le seguenti combinazioni:

- *Combinazione rara (o irreversibile):*

$$G_{k1} + G_{k2} + P_k + Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} Q_{kj}$$

questa combinazione è detta rara perché si ha il 5% di probabilità di osservare tale azione durante il tempo di ritorno considerato (frattile del 95%).

- *Combinazione frequente (o reversibile):*

$$G_{k1} + G_{k2} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} Q_{kj}$$

I coefficienti ψ riducono il carico accidentale per considerare che generalmente è presente con valori inferiori a quelli caratteristici.

- *Combinazione quasi permanente:*

$$G_{k1} + G_{k2} + P_k + \psi_{21} Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} Q_{kj}$$

I carichi accidentali vengono considerati tutti come quasi permanenti. Questa combinazione si usa per verifiche a lunghissimo termine (es. per effetti di viscosità nel calcestruzzo). Si noti come ci siano tre diversi coefficienti ψ (0,1,2) per le combinazioni, contraddistinti dal primo dei due pedici.

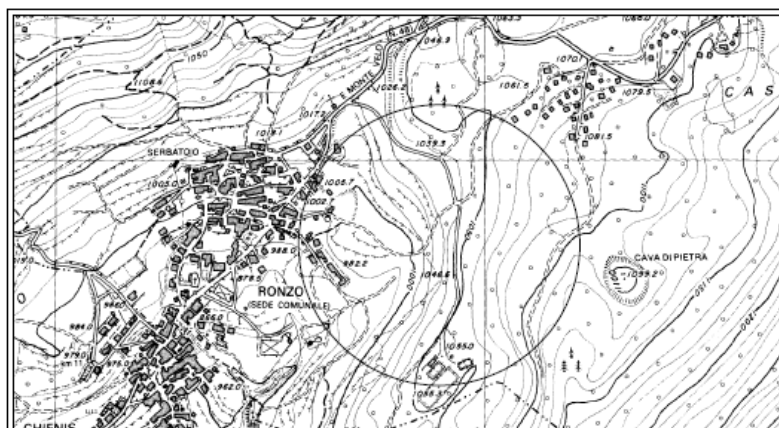
4. APPLICAZIONE NUOVA NORMA CEI 11-4

4.1 Introduzione e disegno di progetto

In questo capitolo eseguiremo il confronto tra un progetto eseguito secondo la ormai vecchia Norma CEI 11-4 e la nuova entrata in vigore in data 01/02/2011. Per questa analisi prenderemo in considerazione la campata di una derivazione in MT con trasformazione su palo (P.T.P.), in quanto il sostegno più sollecitato è appunto quello di capolinea che deve sorreggere il trasformatore, e rifaremo le verifiche di progetto seguendo la nuova Norma e ne valuteremo le differenze lungo la sua stesura. Per iniziare si calcoleranno le sollecitazioni nei conduttori e poi si passerà alla verifica del sostegno, mensola e fondazione. Tale norma oltre a cambiare l'approccio generale come precedentemente descritto fa riferimento in molti casi alle Norme Tecniche per le Costruzioni in quanto fondamentalmente si tratta di una verifica meccanica. Di seguito per maggiore praticità si chiamerà “vecchio progetto” il progetto già esistente effettivo, mentre chiameremo “nuovo progetto” quello rifatto

applicando la nuova Norma. Per capire meglio di cosa si tratta di seguito verrà riportato il disegno di progetto in tre figure.

COROGRAFIA
scala 1: 10000



												
ELETTRODOTTO: Linea 20 kV "VAL DI GRESTA"		DISEGNO: 15807										
PROGETTO: ELETTRODOTTO 20KV AEREO PER L'ALIMENTAZIONE DEL NUOVO PTP "PIAZZE" NEL COMUNE DI RONZO CHIENS		CONCESSIONE:										
COMUNE CATASTALE: RONZO	COMUNE AMMINISTRATIVO: RONZO	DATA: giugno 2007										
ELABORATO: COROGRAFIA, PLANIMETRIA E PROFILO		RIFERIMENTI:										
TECNICO ESECUTORE: Gianfranco Rippa		SCALA: VARIE										
VISTO:		AGGIORNAMENTI:										
SET DISTRIBUZIONE S.p.A.		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Oggetto</th> <th>Data</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Oggetto	Data								
Oggetto	Data											

Fig. 18 - Zona di installazione elettrodotto e cartiglio

PLANIMETRIA
C.C. RONZO
scala 1: 2000

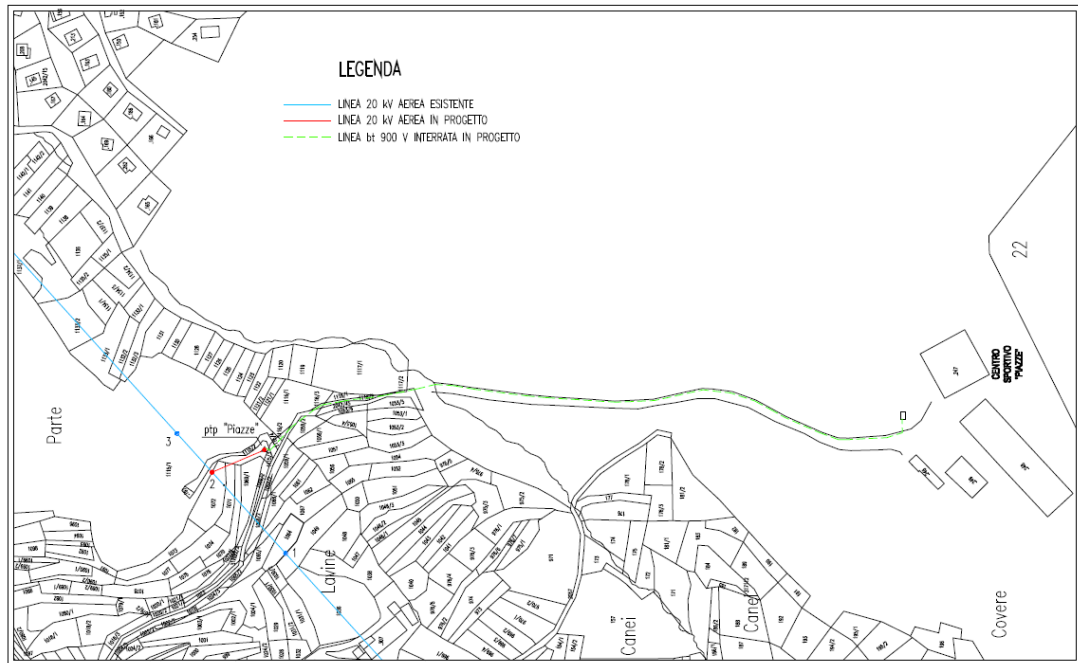


Fig. 19 - Planimetria progetto

PROFILO

Scala L 1:2000
H 1:500
Quotature:
Lineari espresse in metri
Angolari in gradi centesimali

TABELLA DI TESATURA

DATI PROGETTO		CONDUTTORE			SAETTA alle varie temperature (°C)											
Comp.	Lungh.	Dist.	Tratta	Segla	Fa(EDS)	Sviluppo	-5	0	5	10	15	20	25	30	35	40
1-2	80.00	11.62	1	ALY35	50	80.92	1.20	1.29	1.38	1.46	1.54	1.62	1.70	1.78	1.85	1.92
2-3	38.15	6.96	2	ALY35	50	38.79	0.16	0.20	0.24	0.29	0.35	0.41	0.47	0.52	0.58	0.62
2-PTP	41.39	4.13	3	CU25	86	41.61	0.43	0.46	0.50	0.54	0.57	0.61	0.64	0.68	0.71	0.74

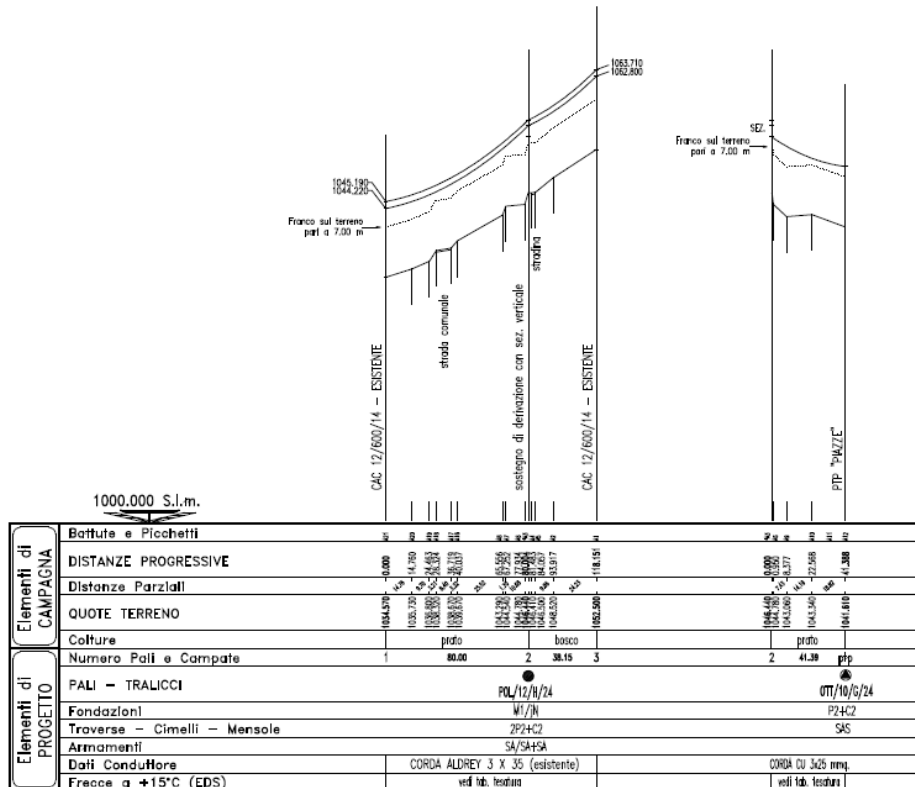


Fig. 20 - Profilo altimetrico di progetto con tabella di tesatura

In Figura 18 si può osservare la corografia della zona in cui si andrà a lavorare e il cartiglio con i dati del disegno. La Figura 19 rappresenta la planimetria con le varie particelle e le linee interessate colorate di diversi colori. Infine in Figura 20 abbiamo il profilo altimetrico, che ci si ricava dalle rilevazioni sul territorio, con i vari elementi di campata e di progetto. È da notare che il profilo presenta due scale diverse in altezza e lunghezza in modo da evidenziare maggiormente il profilo del terreno sul quale bisogna verificare il franco verso terra (distanza verticale fra conduttore e terreno). Inoltre si può notare la tabella di tesatura la quale mi fornisce per le varie campate (distanza fra due sostegni) la saetta (distanza di un punto del conduttore verticale alla linea immaginaria che unisce le due estremità del conduttore) a varie temperature che si possono trovare durante l' esercizio della linea.

4.2 Verifica dei conduttori

Di seguito vengono riportati i dati caratteristici dei conduttori che useremo nel confronto tra i due progetti (Figura 21).

CAMPATA:	2-PTP
MATERIALE:	Corda di Rame (25 mm ²)

Sezione Nominale	mm ²	<i>S_n</i>	25
Sezione Teorica	mm ²	<i>S_{LT}</i>	25,18
Formazione	n. fili x mm (∅)	-	7x2,14
Diametro Esterno	mm	<i>d</i>	6,42
Modulo di Elasticità	Kg/mm ²	<i>E</i>	10000
Coeff. di Dilatazione Termica	1/°C	<i>α</i>	0,0000170
Carico di Rottura	Kgf	<i>R</i>	1028
Tiro orizzontale (EDS)	Kgf	<i>T₀</i>	86
Sollecitazione unitaria	Kgf/mm ²	<i>σ₁</i>	3,415
Massa Teorica	Kgf/m	<i>P</i>	0,228
Peso Specifico	Kgf/(m x mm ²)	<i>γ</i>	0,00907

Fig. 21 - Dati caratteristici conduttore

A questo punto troviamo subito una prima differenza molto importante che rappresenta le diverse condizioni di verifica. La Figura 22 rappresenta le diverse condizioni di carico per la verifica prevista dalla vecchia Norma per quanto riguarda i conduttori.

Ipotesi	Zona	Temperatura [°C]	Vento orizzontale in direzione normale alla linea [km/h]	Spessore manicotto di ghiaccio [mm]
1) EDS	A e B	+ 15	--	--
2) MSA MSB	A	- 5	130	--
	B	- 20	65	12
3) MFA MFB	A	+ 55	--	--
	B	+ 40		

Fig. 22 - Condizioni di carico per la verifica (vecchia Norma)

Tale norma prevede inoltre che le sollecitazioni ammesse per il conduttore nelle condizioni di EDS (Every Day Stress) non devono superare il 25% del suo carico di rottura con conduttore assestato e del 30% con conduttore non assestato (cioè in fase di tesatura). Invece nelle condizioni di MSA e MSB (massima sollecitazione per le zone A e B) non devono superare il 40% del carico di rottura del conduttore. Le zone A e B sono sostanzialmente le diverse aree in cui è diviso il territorio italiano a seconda della geografia, che essendo molto varia comporta condizioni di carico diverse e quindi anche di verifica. Mentre MFA e MFB stanno a indicare la massima freccia. Quindi le sollecitazioni ammesse dal nostro conduttore sono riportate in Figura 23.

Sollecitazione Ammissibile per il conduttore		
1 ^a Ipotesi		2 ^a Ipotesi
Assestato 25% Carico Rottura	Non Assestato 30% Carico Rottura	40% Carico Rottura
<i>Kgf</i>	<i>Kgf</i>	<i>Kgf</i>
257,0	308,4	411,2

Fig. 23 - Sollecitazione ammesse per il conduttore

La nuova Norma CEI 11-4 prevede altre condizioni di verifica e quindi di carico. L'unica somiglianza rimane che nelle condizioni di EDS a 15°C il tiro dei conduttori non deve superare il 25% del tiro di rottura (257Kg), le altre verifiche si possono trovare in Figura 24.

	Condizioni di verifica	Temperatura (°C)	Vento estremo	Ghiaccio/Neve
V1	Temperatura minima	Zona A -7 Zona B -20	kg V_b 0,76 kg V_b	0
V2	Azione del vento	-7	kg V_b	0
V3	Coesistenza di vento e ghiaccio (*) o neve	-2	0,6 V_b	s_k
V4	Verifica dei franchi di progetto	Zona A 55 Zona B 48	0	0
V5	Verifica dei franchi allo stato limite	96	0	0

Fig. 24 - Condizioni di carico per la verifica (nuova Norma)

Di seguito tratteremo per un ulteriore confronto sia le zone di tipo A che B, anche se basterebbe la zona B in quanto comprendente tutto il Nord Italia. Inoltre nel valutare i carichi non cambia solo il valore del carico ma anche la sua determinazione, per cui si ha una ulteriore accuratezza nella determinazioni di tali, anche se poi verranno maggiorati, ma questo lo vediamo in seguito.

Ora passiamo alla determinazione dei parametri dei conduttori del vecchio progetto. I dati base sono riportati nelle tabelle di Enel distribuzione già suddivisi nelle varie ipotesi della vecchia normativa come in Figura 20. Mentre nella successiva Figura 21 sono riportati i valori dei pesi specifici dei conduttori nelle ipotesi 2, dove si verifica la coesistenza di ghiaccio e neve. Si fa notare come il peso verticale e la spinta del vento orizzontale vengano sommati vettorialmente e successivamente divisi per la sezione teorica.

STATO DEI CONDUTTORI	GRANDEZZE CARATTERISTICHE		CONDUTTORI IN RAME [mm ²]			CONDUTTORI IN LEGA DI AL [mm ²]		COND. Al Acc [mm ²]
			25	35	70	35	70	
STATI EDS, MP, MF SCARICHI	Peso conduttore [kg/m]	↓	0,2283	0,3166	0,6258	0,0955	0,1878	0,5162
	Peso conduttore unitario [kg/m·mm ²]	↓	9,0667 10 ⁻³	9,0690 10 ⁻³	9,1572 10 ⁻³	2,7356	2,7480	3,476 10 ⁻³
STATO MSA CARICHI IN IPOTESI I e II	Spinta del vento a 130 km/h [kg/m]	→	0,4622	0,5443	0,7704	0,5443	0,7704	1,1412
	Carico risultante con vento a 130 km/h [kg/m]	↘	0,5156	0,6297	0,9925	0,5526	0,7930	1,2525
	Carico risultante unitario con vento a 130 km/h [kg/m·mm ²]	↘	20,477 10 ⁻³	18,039 10 ⁻³	14,524 10 ⁻³	15,830 10 ⁻³	11,603 10 ⁻³	8,434 10 ⁻³
STATO MSB CARICHI IN IPOTESI III e IV	Peso manicotto di ghiaccio [kg/m]	↓	0,6389	0,6784	0,7873	0,6784	0,7873	0,9659
	Peso conduttore + peso manicotto di ghiaccio [kg/m]	↓	0,8693	0,995	1,4131	0,7739	0,9751	1,4821
	Spinta del vento a 65 Km/h [kg/m]	→	0,5476	0,5681	0,6246	0,5681	0,6246	0,7173
	Carico risultante con vento a 65 km/h e manicotto [kg/m]	↘	1,0256	1,1458	1,5450	0,9600	1,1580	1,6466
	Carico risultante unitario con vento a 65 Km/h e manicotto [kg/m·mm ²]	↘	40,731 10 ⁻³	32,820 10 ⁻³	22,607 10 ⁻³	27,500 10 ⁻³	16,944 10 ⁻³	11,088 10 ⁻³

Fig. 20 - Dati caratteristici conduttori

Conduttore Ipotesi 2 Zona B (3^a e 4^a Ipotesi Sostegni)			
Peso Conduttore Con Manicotto	Spinta Vento	Carico Risultante	Peso Specifico Fittizio
P_g	P_vB	$P_B = \sqrt{P_g^2 + P_vB^2}$	$\gamma_B = P_B / S_{LI}$
Kgf/m	Kgf/m	Kgf/m	Kgf/(m*mm ²)
0,8693	0,5476	1,0274	0,04080

Conduttore Ipotesi 2 Zona A (1^a e 2^a Ipotesi Sostegni)			
Peso Conduttore	Spinta Vento	Carico Risultante	Peso Specifico Fittizio
P	P_vA	$P_A = \sqrt{P^2 + P_vA^2}$	$\gamma_A = P_A / S_{LI}$
Kgf/m	Kgf/m	Kgf/m	Kgf/(m*mm ²)
0,2283	0,4622	0,5155	0,02047

Fig. 21 - Dati caratteristici di verifica

La nuova Norma CEI 11-4 prevede un metodo di calcolo delle azioni sulle linee diverso dalla vecchia Norma per cui non possiamo fare riferimento ai dati delle figure sopra rappresentate. In particolare stabilisce il livello di affidabilità in Livello 1, per cui con periodo di ritorno di 50 anni; e la classe d'uso della costruzione come Classe 2, cioè con uso che preveda affollamenti normali, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali, etc.. Le azioni sulle linee sono dovute alla spinta del vento, all'azione del tiro dei conduttori e delle funi di guardia nei sostegni di angolo o in caso di ipotesi di rottura dei conduttori e delle funi di guardia medesime, al peso proprio dei componenti, al peso di formazioni di ghiaccio o neve sui

conduttori e sulle funi di guardia, agli effetti della temperatura, alle azioni di costruzione e manutenzione e ai fenomeni sismici. La combinazione delle azioni citate viene fatta con i criteri nel seguito indicati, tenendo conto che l'approccio generale è quello del metodo agli stati limite e che sia per le azioni singole che per la loro combinazione, trattandosi di azioni variabili, si tiene opportunamente conto del periodo di ritorno al fine di conseguire la voluta affidabilità delle linee.

La spinta del vento si basa sulla velocità di riferimento del vento V_b , definita nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (che di seguito indicheremo con N.T.C.) ed è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} V_b &= V_{b0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ V_b &= V_{b0} + K_a(a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

Dove per il Trentino Alto Adige si ha da tabella:

$$V_{b0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$K_a = 0,01 \text{ 1/s}$$

a_s = altitudine sul livello del mare (per $a_s > 1500$ m e per vette e crinali V_b deve essere almeno quello previsto per i 1500 m).

La pressione dinamica del vento è data da:

$$q_h = 0,5 \rho V_b^2$$

con densità aria $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$

Il valore della forza Q_w dovuta al vento che spirava orizzontalmente, ortogonalmente a qualsiasi elemento della linea è dato da:

$$Q_w = q_h \times G_q \times G \times C \times A$$

Dove:

q_h = pressione dinamica del vento

G_q = fattore di risposta alla raffica e coincide con il coefficiente di esposizione C_e indicato nelle N.T.C.

G = coefficiente dinamico definito nelle N.T.C. e da assumere pari a 1

C = coefficiente di resistenza aerodinamica e vale:

- $C=1$ conduttori
- $C=0,8$ corpi cilindrici
- $C=0,35$ corpi sferici
- $C=1,6$ superfici piane
- $C=1,2$ isolatori

A = superficie dell'elemento proiettata su un piano ortogonale alla direzione del vento

Il fattore di raffica K_g è pari alla radice del coefficiente di esposizione dato dalle N.T.C.:

$$K_g = \sqrt{C_e}$$

Il coefficiente parziale di carico per la spinta del vento da usare nella formula per la verifica agli stati limite ultimi (SLU) si assume pari a 1 (uno).

I carichi di ghiaccio o neve vengono valutati come carichi variabili caratterizzati da un periodo di ritorno di 50 anni e da uno spessore di formazione convenzionalmente cilindrica diverso in relazione alla zona e alla quota sul livello del mare come nel seguito specificato.

Si indica con s_k lo spessore di riferimento del ghiaccio o della neve sui conduttori; trattasi di spessore di valore estremo con cui valutare il sovraccarico dovuto ad un manicotto, per i conduttori, di forma cilindrica a sezione circolare. Per quote $a_s > 1500$ m sopra il livello del mare si assume $a_s = 1500$ m.

A questo riguardo vengono individuati sul territorio italiano tre tipi di carico, noi ne osserveremo solo i due caratterizzanti il nord Italia (oltre ad altre zone):

- Carico di tipo 1: Densità del ghiaccio $\rho_i = 900 \text{ kg/m}^3$

$$s_k = 18 + 16 (a_s - 600)/1000 \text{ mm} \quad \text{per } a_s > 600 \text{ m}$$

- Carico di tipo 2: Densità della neve $\rho_i = 500 \text{ kg/m}^3$

$$s_k = 24 \text{ mm} \quad \text{per } a_s \leq 600 \text{ m}$$

$$s_k = 24 + 20 (a_s - 600)/1000 \text{ mm} \quad \text{per } a_s > 600 \text{ m}$$

Il coefficiente parziale di carico per i carichi di ghiaccio o neve si assume pari a 1 (uno).

Le azioni di vento, neve e ghiaccio si cumulano utilizzando le regole di combinazione definite in Figura 19.

Per quanto riguarda gli effetti della temperatura per il calcolo dei tiri nei conduttori e delle conseguenti azioni d'angolo trasmesse ai sostegni, come pure per la verifica geometrica dei franchi e delle distanze elettriche sono considerate le temperature riportate sempre in Figura 19. In questa analisi consideriamo trascurabili le azioni sismiche in quanto il Trentino è zona a bassa sismicità e inoltre nella formula per la determinazione delle combinazioni delle azioni tale valore verrebbe preso con coefficiente di contemporaneità pari a 0,2 solo nel caso di neve sopra i 1000 m, negli altri casi è preso direttamente pari a 0 (zero) dalle N.T.C.. Inoltre essendo un sostegno di capolinea non viene effettuata la verifica per carichi dovuti a conduttori rotti, che si fa solo per pali di linea con angolo di derivazione superiore a 5° . Vengono definiti anche i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali che si assumono pari al 90% di quelli indicati per il calcolo delle azioni e che vedremo a tempo debito, e il coefficiente parziale di carico per i conduttori che deve essere almeno pari a 1,25.

Ora passiamo al calcolo dei dati caratteristici dei conduttori nelle varie condizioni di verifica senza tenere conto della temperatura in quanto la useremo successivamente nelle equazioni di cambiamento di stato.

Dati di calcolo: - $a_s = 1040$ m

- $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$

- $z = 8$ m

- rugosità terreno classe C (dalle N.C.T.)

- categoria di esposizione IV (dalle N.C.T.)

- $K_r = 0,22$ (dalle N.C.T.)

- $z_0 = 0,3$ m (dalle N.C.T.)

- $z_{\min} = 8$ m (dalle N.C.T.)
- $C_t = 1$ (dalle N.C.T.)
- $P = 0,228$ Kg/m

Per $z \geq z_{\min}$ il coefficiente di esposizione si trova dalla relazione (dalle N.C.T.):

$$C_e(z) = K_r^2 C_t \ln(z/z_0) \times [7 + C_t \ln(z/z_0)] = 1,634$$

$$K_g = \sqrt{C_e} = 1,278$$

$$V_b = V_{b0} + K_a(a_s - a_0) = 25 + 0,01(1040 - 1000) = 25,4 \text{ m/s}$$

Verifica temperatura minima zona B (V1-B):

$$0,76 K_g V_b = 0,76 \times 1,278 \times 25,4 = 24,67 \text{ m/s}$$

$$q_h = 0,5 \rho (0,76 K_g V_b)^2 = 380,4 \text{ N/m}^2$$

Ora per comodità prenderemo l'area A per unità di lunghezza:

$$A = d = 6,42 \text{ mm}$$

Poi abbiamo: $G = 1$, $C = 1$, $C_e(z) = G_q$ per cui troviamo la forza del vento per unità di lunghezza:

$$Q_W = q_h \times G_q \times G \times C \times A = 380,4 \times 1,634 \times 1 \times 1 \times 0,00642 = 3,981 \text{ N/m} = 0,406 \text{ Kg/m}$$

L'azione fondamentale per le azioni di carico tenendo conto dei coefficienti parziali dati dalla nuova Norma e sommati scalarmente per la verifica agli SLU è:

$$F_d = \gamma_g P + \gamma_q Q_W = 1,25 \times 0,228 + 1 \times 0,406 = 0,691 \text{ Kg/m}$$

$$\gamma_d = F_d / S_{L1} = 0,0274 \text{ Kg/m} \cdot \text{mm}^2$$

con $\gamma_g = 1,25$ e $\gamma_q = 1$ come prevede la nuova Norma.

Verifica azione del vento (V2=V1-A):

$$K_g V_b = 1,278 \times 25,4 = 32,46 \text{ m/s}$$

$$q_h = 0,5 \rho (K_g V_b)^2 = 658,5 \text{ N/m}^2$$

Ora per comodità prenderemo l'area A per unità di lunghezza:

$$A = d = 6,42 \text{ mm}$$

Poi abbiamo: $G = 1$, $C = 1$, $C_e(z) = G_q$ per cui troviamo la spinta del vento per unità di lunghezza:

$$Q_W = q_h \times G_q \times G \times C \times A = 658,5 \times 1,634 \times 1 \times 1 \times 0,00642 = 6,908 \text{ N/m} = 0,704 \text{ Kg/m}$$

$$F_d = \gamma_g P + \gamma_q Q_W = 1,25 \times 0,228 + 1 \times 0,704 = 0,989 \text{ Kg/m}$$

$$\gamma_d = F_d / S_{L1} = 0,0393 \text{ Kg/m} \cdot \text{mm}^2$$

Verifica coesistenza di vento e ghiaccio o neve (V3):

-Iniziamo con il carico di tipo 1:

$$s_{k1} = 18 + 16 (a_s - 600) / 1000 = 18 + 16(1040 - 600) / 1000 = 25,04 \text{ mm}$$

Trovo l'area del solo ghiaccio A_k attorno al conduttore:

$$A_{k1} = A_e - A_i = \pi((s_{k1} + d/2)^2 - (d/2)^2) = \pi((25,04 + 3,21)^2 - (3,21)^2) = 2475 \text{ mm}^2 = 0,002475 \text{ m}^2$$

Il peso del ghiaccio sul conduttore è:

$$P_{k1} = \rho_i A_{k1} = 900 \times 0,002475 = 2,228 \text{ Kg/m}$$

Con $\rho_i = 900 \text{ kg/m}^3$

-carico di tipo 2:

$$s_{k2} = 24 + 20 (a_s - 600)/1000 = 24 + 20(1040 - 600)/1000 = 32,8 \text{ mm}$$

$$A_{k2} = A_e - A_i = \pi((s_{k2} + d/2)^2 - (d/2)^2) = \pi((32,8 + 3,21)^2 - (3,21)^2) = 4041 \text{ mm}^2 = 0,00404 \text{ m}^2$$

Il peso della neve sul conduttore è:

$$P_{k2} = \rho_i A_{k2} = 500 \times 0,00404 = 2,02 \text{ Kg/m}$$

Con $\rho_i = 500 \text{ kg/m}^3$

-trovo la spinta del vento sul carico di tipo 1:

$$0,6 V_b = 15,24 \text{ m/s}$$

$$q_h = 0,5 \rho (0,6 V_b)^2 = 145,2 \text{ N/m}^2$$

Ora l' area da considerare è la sezione data del conduttore più il ghiaccio:

$$A = d + 2 s_{k1} = 6,42 + 2 \times 25,04 = 56,5 \text{ mm}$$

$$Q_{W1} = q_h \times G_q \times G \times C \times A = 145,2 \times 1,634 \times 1 \times 1 \times 0,0565 = 13,42 \text{ N/m} = 1,367 \text{ Kg/m}$$

-trovo la spinta del vento sul carico di tipo 2:

La pressione dinamica del vento è uguale al carico di tipo 1.

Ora l' area da considerare è la sezione data del conduttore più la neve:

$$A = d + 2 s_{k2} = 6,42 + 2 \times 32,8 = 72,02 \text{ mm}$$

$$Q_{W2} = q_h \times G_q \times G \times C \times A = 145,2 \times 1,634 \times 1 \times 1 \times 0,07202 = 17,09 \text{ N/m} = 1,742 \text{ Kg/m}$$

In questo caso abbiamo due azioni variabili concomitanti per cui nella combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) dobbiamo combinarle in modo tale che a rotazione ognuna di esse sia considerata come azione principale almeno una volta e per fare questo dobbiamo inserire un coefficiente di contemporaneità che mi considera il fatto che tali fenomeni non possono avvenire contemporaneamente con effetto massimo. Tale coefficiente definito nelle N.T.C. vale $\psi_{0i} = 0,7$. Per cui le varie azioni combinate sono:

$$F_{d1} = \gamma_g P + \gamma_q Q_{W1} + \psi_{02} \gamma_q P_{k1} = 1,25 \times 0,228 + 1 \times 1,367 + 0,7 \times 1 \times 2,228 = 3,212 \text{ Kg/m}$$

$$F_{d2} = \gamma_g P + \gamma_q Q_{W2} + \psi_{02} \gamma_q P_{k2} = 1,25 \times 0,228 + 1 \times 1,742 + 0,7 \times 1 \times 2,02 = 3,441 \text{ Kg/m}$$

$$F_{d3} = \gamma_g P + \gamma_q P_{k1} + \psi_{02} \gamma_q Q_{W1} = 1,25 \times 0,228 + 1 \times 2,228 + 0,7 \times 1 \times 1,367 = 3,47 \text{ Kg/m}$$

$$F_{d4} = \gamma_g P + \gamma_q P_{k2} + \psi_{02} \gamma_q Q_{W2} = 1,25 \times 0,228 + 1 \times 2,02 + 0,7 \times 1 \times 1,742 = 3,524 \text{ Kg/m}$$

Tra queste combinazioni la maggiore è F_{d4} , per cui prendiamo in considerazione d' ora in avanti solo questo valore in quanto è il caso peggiore, cioè con il maggiore carico. Per cui otteniamo:

$$\gamma_d = F_{d4} / S_{L1} = 0,14 \text{ Kg/m} \cdot \text{mm}^2$$

Verifica dei franchi di progetto (V4), verifica dei franchi allo stato limite (V5):

Per queste verifiche non è prevista la presenza di vento o ghiaccio o neve per cui ci limiteremo a trovare il peso specifico con la sola maggiorazione per i conduttori.

$$F_d = \gamma_g P = 1,25 \times 0,228 = 0,285 \text{ Kg/m}$$

$$\gamma_d = F_d / S_{L1} = 0,0113 \text{ Kg/m} \cdot \text{mm}^2$$

Di seguito riportiamo una tabella riassuntiva con i valori trovati (Tab. 1).

Tab. 1. tabella riassuntiva carichi sul conduttore

Verifica	Carico risultante E_d	Peso specifico fittizio γ_d
	Kg/m	Kg/m \cdot mm ²
V1-B	0,691	0,0274
V2=V1-A	0,989	0,0393
V3	3,524	0,14
V4=V5	0,285	0,0113

Si può notare una sostanziale differenza con la vecchia normativa sia per quanto riguarda il calcolo delle azioni sia per quanto concerne la loro somma, dove prima era vettoriale e poi scalare usando dei coefficienti correttivi maggiorativi. Difatti i valori sono diversi, prima il peso specifico massimo sul conduttore era di 0,0408 Kg/m \cdot mm², mentre ora è di 0,14 Kg/m \cdot mm², che è più del triplo per cui la nuova Norma è molto più restrittiva per i conduttori.

Ora che abbiamo calcolato il peso specifico del conduttore nelle varie situazioni di verifica passiamo alla determinazione delle sollecitazioni specifiche per la campata desiderata in modo da trovare la saetta e i vari sforzi lungo il conduttore e agli attacchi. Le caratteristiche geometriche della campata sono riportate in figura 22.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CAMPATA 2-PTP				
Lunghezza	m	a	41,39	
Dislivello agli attachi	m	h	4,83	
N° Conduttori	n.	nc	3	
Campata inclinata	m	a' ₁	41,67	a' ₁ = $\sqrt{a^2 + h^2}$
Valore angolare	-	cos ψ	0,993	cos ψ = a/a' ₁
Sviluppo Conduttori	m	Slc	41,69	a 15°C

Fig. 22 - Caratteristiche della campata 2-PTP

I primi due valori si ricavano facilmente dal profilo, il quarto e il quinto si trovano come indicato in tabella da delle formule comuni di trigonometria (dove l' angolo Ψ è quello fra la retta orizzontale che unisce i due sostegni e quella inclinata ai loro vertici), mentre per lo sviluppo dei conduttori bisogna fare riferimento ai vari manuali che si trovano negli uffici di progettazione sul calcolo meccanico delle linee. In particolare, omettendo tutto lo studio della catenaria per ovvi motivi, si trova nel seguente modo:

trovo il parametro C come rapporto fra il tiro orizzontale e il peso del conduttore:

$$C = T_0 / P = 86 / 0,228 = 377,2 \text{ m}$$

$$S_{ic} = a + (a^3 / 24 * C^2) + (h^2 / 2 * a) = 41,69 \text{ m}$$

Di seguito inseriremo i calcoli per la verifica dei conduttori seguendo la vecchia normativa nelle varie ipotesi di carico e tenendo conto anche della variazione di temperatura tramite le equazioni di cambiamento di stato le quali si trovano sempre nei vari manuali di calcolo meccanico delle linee aeree, come rappresentato in Figura 23 e 25.

1ª Ipotesi: Conduttori scarichi, temperatura 15°C (EDS)				
Saetta	m	f_1	0,572	<i>a metà campata</i>
Sollec. assiale all'attacco inferiore	Kgf	σ_1^-	86,2	
Sollec. assiale all'attacco superiore	Kgf	σ_1^+	87,3	

34%

2ª Ipotesi: Conduttori con manicotto di ghiaccio (spessore 12 mm), temperatura -20°C, vento a 65 Km/h (MSB)				
Equazione Cambiamento di stato				
NB		MB		σ_{2B}
$N_B = \frac{a^2 * \gamma^2 * E}{24 * \sigma_1^2} - (\sigma_1 + \alpha * d * E)$		$M_B = \frac{a^2 * \gamma_B^2 * E}{24}$		$\sigma_{2B}^* = \sqrt{\frac{M_B}{\sigma_{2B}^* + N_B}}$
-4,335		1188,337		Kg
				308,5
Saetta	m	f_{2B}	0,718	<i>a metà campata</i>
Sollecitazione Assiale	Kgf	σ_{0B}	310,6	<i>a metà campata</i>
Sollec. assiale all'attacco inferiore	Kgf	σ_{2B}^-	308,9	
Sollec. assiale all'attacco superiore	Kgf	σ_{2B}^+	313,8	
Sollec. verticale all'attacco superiore	Kgf	σ_{2Bv}^+	57,4	
Sollec. verticale all'attacco inferiore	Kgf	σ_{2Bv}^-	-15,7	

76%

Fig. 23 - Sollecitazioni sui conduttori

Nella prima ipotesi i valori si trovano partendo col determinare il coefficiente "k" che serve per portare la freccia della campata a livello "f₁" in saetta a metà campata "f₁" in quanto i sostegni sono a dislivello per cui freccia e saetta non coincidono.

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$f_1' = a^2 / (8 * C) = 41,39^2 / (8 * 377,2) = 0,568 \text{ m}$$

$$f_1 = f_1' * k' = 0,568 * 1,00679 = 0,572 \text{ m}$$

Proseguiamo trovando le sollecitazioni assiali agli attacchi riferiti al conduttore sapendo che in condizioni di EDS il tiro orizzontale è pari a $T_0 = 86 \text{ Kg}$. Lo sforzo assiale a metà campata è uguale a:

$$T_m = T_0 / \cos \Psi = 86 / 0,993 = 86,61 \text{ Kg}$$

La sollecitazione assiale all' attacco inferiore è data da:

$$\sigma_1^- = T_m + P * [(P * a_1^2) / (8 * T_m) - (h/2)] = 86,61 + 0,228 [(0,228 * 41,67^2) / (8 * 86,61) - (4,83/2)] = 86,2 \text{ Kg}$$

La sollecitazione assiale all' attacco superiore si trova da:

$$\sigma_1^+ = T_m + P * [(P * a_1^2) / (8 * T_m) + (h/2)] = 86,61 + 0,228 [(0,228 * 41,67^2) / (8 * 86,61) + (4,83/2)] = 87,3 \text{ Kg}$$

In questa ipotesi si fa notare che non vi è cambiamento di stato dei conduttori dovuti alla variazione di temperatura e che non si trovano le sollecitazioni verticali agli attacchi in quanto di molto inferiori a quelle che si hanno nelle ipotesi 2.

Nell' analisi della seconda ipotesi nella condizione di MSB (massima sollecitazione nella zona B) bisogna tenere conto, oltre che del carico di ghiaccio o neve e vento, della variazione di temperatura che da 15°C della condizione di EDS passa ad una temperatura di verifica di -20°C . L' equazioni del cambiamento di stato come si vede nella Figura 23 del vecchio progetto sono date da:

$$N_B = [(a^2 * \gamma^2 * E) / (24 * \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha * dt * E) = [(41,39^2 * 0,00907^2 * 10000) / (24 * 3,415^2)] - (3,415 + 0,000017 * 15 - (-20) * 10000) = -4,335$$

$$M_B = (a^2 * \gamma_B^2 * E) / 24 = (41,39^2 * 0,0408^2 * 10000) / 24 = 1188,337$$

Trovati i due parametri si passa a trovare lo sforzo orizzontale a metà campata σ_{2B}^* per unità di sezione, il quale è dato da un' equazione cubica che si risolve per tentativi fin tanto che i valori a destra e sinistra dell' equazione non sono uguali con una buona approssimazione:

$$\sigma_{2B}^* = \sqrt{[M_B / (\sigma_{2B}^* + N_B)]}$$

$$\sigma_{2B}^* = 12,252 \text{ Kg/mm}^2$$

A questo punto lo sforzo orizzontale si trova facendo:

$$\sigma_{2B} = \sigma_{2B}^* * S_{L1} = 12,252 * 25,18 = 308,5 \text{ Kg}$$

Ora troviamo la saetta e le sollecitazioni come illustrato in precedenza:

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$C = \sigma_{2B} / PB = 308,5 / 1,0274 = 300,3 \text{ m}$$

$$f_2' = a^2 / (8 * C) = 41,39^2 / (8 * 300,3) = 0,713 \text{ m}$$

$$f_{2B} = f_2' * k' = 0,713 * 1,00679 = 0,718 \text{ m}$$

$$T_m = \sigma_{0B}' = \sigma_{2B} / \cos \Psi = 308,5 / 0,993 = 310,6 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{2B}^- = T_m + P * [(P * a_1^2) / (8 * T_m) - (h/2)] = 310,67 + 1,0274 [(1,0274 * 41,67^2) / (8 * 310,67) - (4,83/2)] = 308,9 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{2B}^+ = T_m + P * [(P * a_1^2) / (8 * T_m) + (h/2)] = 310,67 + 1,0274 [(1,0274 * 41,67^2) / (8 * 310,67) + (4,83/2)] = 313,8 \text{ Kg}$$

Infine per trovare la sollecitazione verticale rispettivamente all' attacco superiore e inferiore basta applicare il teorema di Pitagora essendo due vettori:

$$\sigma_{2Bv}^+ = \sqrt{(\sigma_{2B}^{+2} - \sigma_{2B}^2)} = 57,4 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{2Bv}^- = \sqrt{(\sigma_{2B}^{-2} - \sigma_{2B}^2)} = 15,7 \text{ Kg}$$

La sollecitazione verticale all' attacco inferiore è da prendere con segno negativo in quanto per convenzione si prendono positive le forze dirette verso il basso e negative quelle dirette verso l' alto. Dal momento che la nostra campata ha un dislivello tra gli ancoraggi notevole essendo una zona montuosa, il vertice della parabola V è all' esterno della campata reale, come rappresentato in Figura 24. Per verificare se ci troviamo in questa situazione (caso $x_s > 0$) si usa la relazione:

$$a < \sqrt{(2 \cdot C \cdot h)}$$

$$41,39 < \sqrt{(2 \cdot 377,2 \cdot 4,83)} = 60,36$$

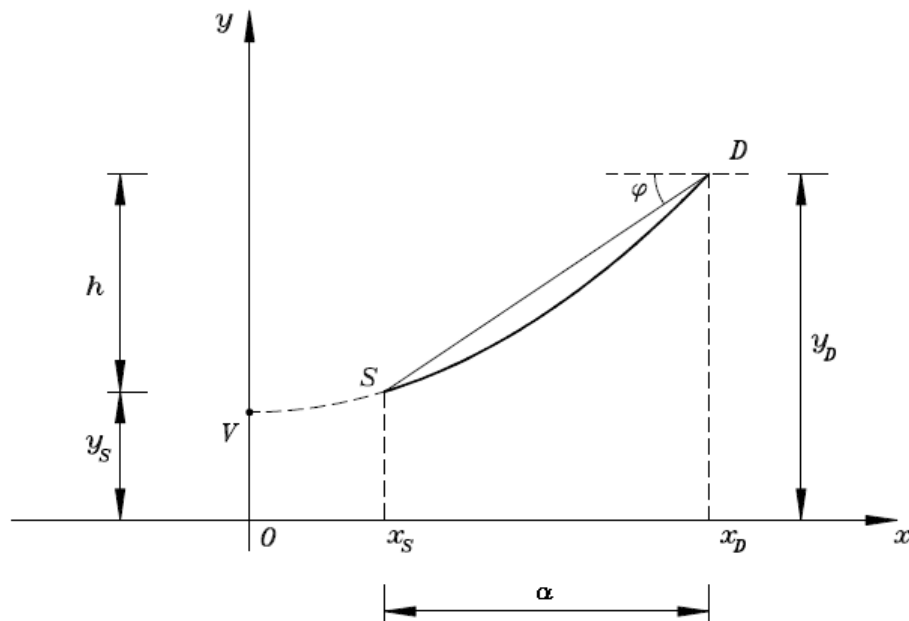


Fig. 24 - Campata con vertice fuori dalla campata reale

Per cui essendo il vertice dell' attacco inferiore in questa situazione si prende con segno negativo.

Proseguiamo ora con la verifica della seconda ipotesi per la zona A (MSA) e della terza solo per la zona B (MFB).

2ª Ipotesi: Conduttori sottoposti all'azione del vento 130 Km/h, temperatura -5°C (MSA)				
Equazione Cambiamento di stato				
NA		MA		σ_{2A}
$N_A = \frac{a^3 * \gamma^3 * E}{24 * \sigma_1^2} - (\sigma_1 + \alpha * d * E)$		$M_A = \frac{a^3 * \gamma^3 * E}{24}$		$\sigma_{2A}^* = \sqrt{\frac{M_A}{\sigma_{2A}^* + N_A}}$
-1,785		299,227		Kg
-1,785		299,227		184,8
Saetta	<i>m</i>	f_{2A}	0,601	<i>a metà campata</i>
Sollecitazione Assiale	<i>Kgf</i>	σ'_{oA}	186,1	<i>a metà campata</i>
Sollec. assiale all'attacco inferiore	<i>Kgf</i>	σ^-_{2A}	185,1	
Sollec. assiale all'attacco superiore	<i>Kgf</i>	σ^+_{2A}	187,6	
Sollec. verticale all'attacco superiore	<i>Kgf</i>	σ^+_{2Av}	32,3	
Sollec. verticale all'attacco inferiore	<i>Kgf</i>	σ^-_{2Av}	-10,8	

3ª Ipotesi: Conduttori scarichi, temperatura +40°C (MFB)				
Equazione Cambiamento di stato				
N		M		σ_3
$N = \frac{a^2 * \gamma^2 * E}{24 * \sigma_1^2} - (\sigma_1 + \alpha * d * E)$		$M = \frac{a^2 * \gamma^2 * E}{24}$		$\sigma_3^* = \sqrt{\frac{M}{\sigma_3^* + N}}$
5,865		58,679		Kg
5,865		58,679		66,2
Saetta	<i>m</i>	f_3	0,743	<i>a metà campata</i>
Sollecitazione Assiale	<i>Kgf</i>	σ'_{oA}	66,7	<i>a metà campata</i>

Fig. 25 - sollecitazioni sui conduttori

Il metodo di calcolo per la condizione MSA è uguale a quello fatto per le ipotesi precedenti:

$$N_A = [(a^2 * \gamma^2 * E) / (24 * \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha * d * E) = [(41,39^2 * 0,00907^2 * 10000) / (24 * 3,415^2)] -$$

$$- (3,415 + 0,000017 * 15 - (-5) * 10000) = -1,785$$

$$M_A = (a^2 * \gamma^2 * E) / 24 = (41,39^2 * 0,02047^2 * 10000) / 24 = 299,227$$

Trovati i due parametri si passa a trovare lo sforzo orizzontale a metà campata σ_{2A}^* per unità di sezione:

$$\sigma_{2A}^* = \sqrt{[M_A / (\sigma_{2A}^* + N_A)]}$$

$$\sigma_{2A}^* = 7,339 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_{2A} = \sigma_{2A}^* * S_{L1} = 7,339 * 25,18 = 184,8 \text{ Kg}$$

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$C = \sigma_{2A} / PA = 184,8 / 0,5155 = 358,5 \text{ m}$$

$$f_2' = a^2 / (8 * C) = 41,39^2 / (8 * 358,5) = 0,597 \text{ m}$$

$$f_{2A} = f_2' * k' = 0,597 * 1,00679 = 0,601 \text{ m}$$

$$T_m = \sigma_{oA}' = \sigma_{2A} / \cos \Psi = 184,8 / 0,993 = 186,1 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{2A}^- = T_m + P * [(P * a_1^2) / (8 * T_m) - (h/2)] = 186,1 + 0,5155 [(0,5155 * 41,67^2) / (8 * 186,1) - (4,83/2)] = 185,1 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{2A}^+ = T_m + P * [(P * a_1^2) / (8 * T_m) + (h/2)] = 186,1 + 0,5155 [(0,5155 * 41,67^2) / (8 * 186,1) + (4,83/2)] = 187,6 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{2Av}^+ = \sqrt{(\sigma_{2A}^{+2} - \sigma_{2A}^{-2})} = 32,3 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{2Av}^- = \sqrt{(\sigma_{2A}^{-2} - \sigma_{2A}^{+2})} = 10,8 \text{ Kg}$$

Passiamo ora alla terza ipotesi:

$$N = [(a^2 * \gamma^2 * E) / (24 * \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha * dt * E) = [(41,39^2 * 0,00907^2 * 10000) / (24 * 3,415^2)] - (3,415 + 0,000017 * 15 - (40) * 10000) = 5,865$$

$$M = (a^2 * \gamma^2 * E) / 24 = (41,39^2 * 0,00907^2 * 10000) / 24 = 58,679$$

$$\sigma_3^* = \sqrt{[M / (\sigma_3^* + N)]}$$

$$\sigma_3^* = 2,629 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_3 = \sigma_3^* * S_{L1} = 2,629 * 25,18 = 66,2 \text{ Kg}$$

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$C = \sigma_3 / P = 66,2 / 0,228 = 290,4 \text{ m}$$

$$f_3' = a^2 / (8 * C) = 41,39^2 / (8 * 290,4) = 0,737 \text{ m}$$

$$f_3 = f_3' * k' = 0,737 * 1,00679 = 0,743 \text{ m}$$

$$T_m = \sigma_0' = \sigma_3 / \cos \Psi = 66,2 / 0,993 = 66,7 \text{ Kg}$$

Nella terza ipotesi si trascurano gli sforzi verticali in quanto molto inferiori a quelli di seconda ipotesi.

Adesso con lo stesso metodo qui sopra riportato, in quanto non si tratta di applicare norme ma di leggi fisiche e meccaniche, si continuerà la stesura del nuovo progetto facendo riferimento alla tabella riassuntiva dei valori trovati precedentemente (Tab. 1).

Verifica temperatura minima zona B (V1-B):

$$N_B = [(a^2 * \gamma^2 * E) / (24 * \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha * dt * E) = [(41,39^2 * 0,00907^2 * 10000) / (24 * 3,415^2)] - (3,415 + 0,000017 * 15 - (-20) * 10000) = -4,33$$

$$M_B = (a^2 * \gamma_B^2 * E) / 24 = (41,39^2 * 0,0274^2 * 10000) / 24 = 535,9$$

Dove γ_B è il peso specifico fittizio trovato per questa verifica dalla forza di azione totale trovata usando il metodo agli stati limite, per cui è un carico maggiorato, come del resto tutti i valori che troveremo in seguito nel nuovo progetto.

$$\sigma_{1B}^* = \sqrt{[M_B / (\sigma_{1B}^* + N_B)]}$$

$$\sigma_{1B}^* = 9,851 \text{ Kg/mm}^2$$

A questo punto lo sforzo orizzontale si trova facendo:

$$\sigma_{1B} = \sigma_{1B}^* * S_{L1} = 9,851 * 25,18 = 248,05 \text{ Kg}$$

Ora troviamo la saetta f_{1B} e le sollecitazioni come illustrato prima:

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$C = \sigma_{1B} / F_d = 248,05 / 0,691 = 358,97 \text{ m}$$

$$f_1' = a^2 / (8 \cdot C) = 41,39^2 / (8 \cdot 358,97) = 0,596 \text{ m}$$

$$f_{1B} = f_1' \cdot k' = 0,596 \cdot 1,00679 = 0,6 \text{ m}$$

$$T_m = \sigma_{1B}' = \sigma_{1B} / \cos \Psi = 248,05 / 0,993 = 249,8 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{1B}^- = T_m + F_d \cdot [(F_d \cdot a_1^2) / (8 \cdot T_m) - (h/2)] = 249,8 + 0,691 [(0,691 \cdot 41,67^2) / (8 \cdot 249,8) - (4,83/2)]$$

$$= 248,55 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{1B}^+ = T_m + F_d \cdot [(F_d \cdot a_1^2) / (8 \cdot T_m) + (h/2)] = 249,8 + 0,691 [(0,691 \cdot 41,67^2) / (8 \cdot 249,8) + (4,83/2)]$$

$$= 251,88 \text{ Kg}$$

Infine per trovare la sollecitazione verticale rispettivamente all' attacco superiore e inferiore basta applicare il teorema di Pitagora essendo due vettori:

$$\sigma_{1Bv}^+ = \sqrt{(\sigma_{1B}^+)^2 - \sigma_{1B}^2} = 43,76 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{1Bv}^- = \sqrt{(\sigma_{1B}^-)^2 - \sigma_{1B}^2} = 15,76 \text{ Kg}$$

Che per convenzione si ha: $\sigma_{1Bv}^- = -15,76 \text{ Kg}$

Verifica azione del vento ($V_2 = V_1 - A$):

$$N_A = [(a^2 \cdot \gamma^2 \cdot E) / (24 \cdot \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha \cdot dt \cdot E) = [(41,39^2 \cdot 0,00907^2 \cdot 10000) / (24 \cdot 3,415^2)] -$$

$$- (3,415 + 0,000017 \cdot 15 - (-7) \cdot 10000) = -2,12$$

$$M_A = (a^2 \cdot \gamma_A^2 \cdot E) / 24 = (41,39^2 \cdot 0,0393^2 \cdot 10000) / 24 = 1102,5$$

Dove γ_A è il peso specifico fittizio trovato per questa verifica dalla forza di azione totale trovata usando il metodo agli stati limite.

$$\sigma_{1A}^* = \sqrt{[M_A / (\sigma_{1A}^* + N_A)]}$$

$$\sigma_{1A}^* = 11,09 \text{ Kg/mm}^2$$

Lo sforzo orizzontale si trova facendo:

$$\sigma_{1A} = \sigma_{1A}^* \cdot S_{L1} = 11,09 \cdot 25,18 = 279,25 \text{ Kg}$$

Troviamo la saetta f_{1A} e le sollecitazioni come illustrato in precedenza:

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$C = \sigma_{1A} / F_d = 279,25 / 0,989 = 282,36 \text{ m}$$

$$f_1' = a^2 / (8 \cdot C) = 41,39^2 / (8 \cdot 282,36) = 0,758 \text{ m}$$

$$f_{1A} = f_1' \cdot k' = 0,758 \cdot 1,00679 = 0,763 \text{ m}$$

$$T_m = \sigma_{1A}' = \sigma_{1A} / \cos \Psi = 279,25 / 0,993 = 281,22 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{1A}^- = T_m + F_d \cdot [(F_d \cdot a_1^2) / (8 \cdot T_m) - (h/2)] = 281,22 + 0,989 [(0,989 \cdot 41,67^2) / (8 \cdot 281,22) -$$

$$- (4,83/2)] = 279,59 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{1A}^+ = T_m + F_d \cdot [(F_d \cdot a_1^2) / (8 \cdot T_m) + (h/2)] = 281,22 + 0,989 [(0,989 \cdot 41,67^2) / (8 \cdot 281,22) +$$

$$+ (4,83/2)] = 284,36 \text{ Kg}$$

Per trovare la sollecitazione verticale rispettivamente all' attacco superiore e inferiore basta applicare il teorema di Pitagora:

$$\sigma_{1Av}^+ = \sqrt{(\sigma_{1A}^{+2} - \sigma_{1A}^2)} = 53,67 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{1Av}^- = \sqrt{(\sigma_{1A}^{-2} - \sigma_{1A}^2)} = 13,78 \text{ Kg}$$

Che per convenzione si ha: $\sigma_{1Av}^- = -13,78 \text{ Kg}$

Verifica coesistenza di vento e ghiaccio o neve (V3):

$$N_3 = [(a^2 \cdot \gamma^2 \cdot E) / (24 \cdot \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha \cdot dt \cdot E) = [(41,39^2 \cdot 0,00907^2 \cdot 10000) / (24 \cdot 3,415^2)] - (3,415 + 0,000017 \cdot 15 - (-2) \cdot 10000) = -1,27$$

$$M_3 = (a^2 \cdot \gamma_3^2 \cdot E) / 24 = (41,39^2 \cdot 0,14^2 \cdot 10000) / 24 = 13991$$

Dove γ_3 è il peso specifico fittizio trovato per questa verifica dalla forza di azione totale trovata usando il metodo agli stati limite.

$$\sigma_3^* = \sqrt{[M_3 / (\sigma_3^* + N_3)]}$$

$$\sigma_3^* = 24,53 \text{ Kg/mm}^2$$

A questo punto lo sforzo orizzontale si trova facendo:

$$\sigma_3 = \sigma_3^* \cdot S_{L1} = 24,53 \cdot 25,18 = 617,67 \text{ Kg}$$

La saetta f_3 e le sollecitazioni sono:

$$k' = \sqrt{(1 + (h^2/a^2))} = \sqrt{(1 + (4,83^2/41,39^2))} = 1,00679$$

$$C = \sigma_3 / F_d = 617,67 / 3,441 = 179,5 \text{ m}$$

$$f_3' = a^2 / (8 \cdot C) = 41,39^2 / (8 \cdot 179,5) = 1,19 \text{ m}$$

$$f_3 = f_3' \cdot k' = 1,193 \cdot 1,00679 = 1,2 \text{ m}$$

$$T_m = \sigma_3' = \sigma_3 / \cos \Psi = 617,67 / 0,993 = 622,02 \text{ Kg}$$

$$\sigma_3^- = T_m + F_d \cdot [(F_d \cdot a_1^2) / (8 \cdot T_m) - (h/2)] = 622,02 + 3,441 [(3,441 \cdot 41,67^2) / (8 \cdot 622,02) - (4,83/2)] = 617,84 \text{ Kg}$$

$$\sigma_3^+ = T_m + F_d \cdot [(F_d \cdot a_1^2) / (8 \cdot T_m) - (h/2)] = 622,02 + 3,441 [(3,441 \cdot 41,67^2) / (8 \cdot 622,02) + (4,83/2)] = 634,5 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{3v}^+ = \sqrt{(\sigma_3^{+2} - \sigma_3^2)} = 145,17 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{3v}^- = \sqrt{(\sigma_3^{-2} - \sigma_3^2)} = 14,49 \text{ Kg}$$

Che per convenzione si ha: $\sigma_{3v}^- = -14,49 \text{ Kg}$

Verifica dei franchi di progetto per la zona A (V4-A):

$$N_{4A} = [(a^2 \cdot \gamma^2 \cdot E) / (24 \cdot \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha \cdot dt \cdot E) = [(41,39^2 \cdot 0,00907^2 \cdot 10000) / (24 \cdot 3,415^2)] - (3,415 + 0,000017 \cdot 15 - (55) \cdot 10000) = 8,42$$

$$M_{4A} = (a^2 \cdot \gamma_4^2 \cdot E) / 24 = (41,39^2 \cdot 0,0113^2 \cdot 10000) / 24 = 91,15$$

$$\sigma_{4A}^* = \sqrt{[M_{4A} / (\sigma_{4A}^* + N_{4A})]}$$

$$\sigma_{4A}^* = 2,845 \text{ Kg/mm}^2$$

Lo sforzo orizzontale è:

$$\sigma_{4A} = \sigma_{4A}^* \cdot S_{L1} = 2,845 \cdot 25,18 = 71,64 \text{ Kg}$$

Troviamo la saetta f_{4A} :

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$C = \sigma_{4A} / F_d = 71,64 / 0,285 = 251,37 \text{ m}$$

$$f_{4A}' = a^2 / (8 \cdot C) = 41,39^2 / (8 \cdot 251,37) = 0,852 \text{ m}$$

$$f_{4A} = f_{4A}' \cdot k' = 0,852 \cdot 1,00679 = 0,858 \text{ m}$$

$$T_m = \sigma_{4A}' = \sigma_{4A} / \cos \Psi = 71,64 / 0,993 = 72,15 \text{ Kg}$$

Verifica dei franchi di progetto per la zona B (V4-B):

$$N_{4B} = [(a^2 \cdot \gamma_4^2 \cdot E) / (24 \cdot \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha \cdot dt \cdot E) = [(41,39^2 \cdot 0,00907^2 \cdot 10000) / (24 \cdot 3,415^2)] -$$

$$- (3,415 + 0,000017 \cdot 15 - (48) \cdot 10000) = 7,23$$

$$M_{4B} = (a^2 \cdot \gamma_4^2 \cdot E) / 24 = (41,39^2 \cdot 0,0113^2 \cdot 10000) / 24 = 91,15$$

Dove γ_4 è il peso specifico fittizio, che è uguale per la zona A e B.

$$\sigma_{4B}^* = \sqrt{[M_{4B} / (\sigma_{4B}^* + N_{4B})]}$$

$$\sigma_{4B}^* = 2,987 \text{ Kg/mm}^2$$

A questo punto lo sforzo orizzontale si trova facendo:

$$\sigma_{4B} = \sigma_{4B}^* \cdot S_{L1} = 2,987 \cdot 25,18 = 75,21 \text{ Kg}$$

Ora troviamo la saetta f_{4B} :

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$C = \sigma_{4B} / F_d = 75,21 / 0,285 = 263,89 \text{ m}$$

$$f_{4B}' = a^2 / (8 \cdot C) = 41,39^2 / (8 \cdot 263,89) = 0,812 \text{ m}$$

$$f_{4B} = f_{4B}' \cdot k' = 0,812 \cdot 1,00679 = 0,818 \text{ m}$$

$$T_m = \sigma_{4B}' = \sigma_{4B} / \cos \Psi = 75,21 / 0,993 = 75,74 \text{ Kg}$$

Verifica dei franchi allo stato limite (V5):

$$N_5 = [(a^2 \cdot \gamma_4^2 \cdot E) / (24 \cdot \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha \cdot dt \cdot E) = [(41,39^2 \cdot 0,00907^2 \cdot 10000) / (24 \cdot 3,415^2)] -$$

$$- (3,415 + 0,000017 \cdot 15 - (96) \cdot 10000) = 15,39$$

$$M_5 = (a^2 \cdot \gamma_4^2 \cdot E) / 24 = (41,39^2 \cdot 0,0113^2 \cdot 10000) / 24 = 91,15$$

Dove $\gamma_4 = \gamma_5$ è sempre il peso specifico fittizio.

$$\sigma_5^* = \sqrt{[M_5 / (\sigma_5^* + N_5)]}$$

$$\sigma_5^* = 2,271 \text{ Kg/mm}^2$$

Lo sforzo orizzontale si trova facendo:

$$\sigma_5 = \sigma_5^* \cdot S_{L1} = 2,271 \cdot 25,18 = 57,18 \text{ Kg}$$

La saetta f_5 :

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$C = \sigma_5 / F_d = 57,18 / 0,285 = 200,63 \text{ m}$$

$$f_5' = a^2 / (8 \cdot C) = 41,39^2 / (8 \cdot 200,63) = 1,07 \text{ m}$$

$$f_5 = f_5' \cdot k' = 1,07 \cdot 1,00679 = 1,08 \text{ m}$$

$$T_m = \sigma_5' = \sigma_5 / \cos \Psi = 57,18/0,993 = 57,58 \text{ Kg}$$

Come si può notare per la verifica 4 e 5 non sono state calcolate le sollecitazioni sul conduttore in quanto sono di molto inferiori a quelle che si hanno nelle altre verifiche. D' ora in poi, per la verifica degli elementi del P.T.P., verranno considerate solo le verifiche 1, 2 e 3 in quanto forniscono sollecitazioni di un ordine di grandezza in più rispetto alla verifica 4 e 5. In particolare secondo la nuova Norma la verifica dei franchi di progetto serve solo per la verifica delle opere attraversate in quanto la portata del conduttore risulta determinata dal rischio di scarica sulle opere attraversate. Se si desidera aumentare la portata in corrente fino a quella massima ammissibile (in questo caso 140 A), occorre procedere ad una verifica complementare dei franchi elettrici con il criterio dello stato limite alla temperatura di 96°C. A questo punto come prevede la nuova Norma bisogna verificare che nelle condizioni di verifica sopra citate il valore di progetto del carico strutturale in funzione dell' azione fondamentale per le azioni di carico E_d deve essere inferiore al valore caratteristico della resistenza del materiale R_k diviso per l' opportuno coefficiente parziale di sicurezza del materiale γ_M . Per la nuova Norma tale coefficiente è da prendere pari a 1,25 (come il coeff. parziale di carico) in generale; nel caso di verifica di conduttori rotti pari al 90% del coeff. di sicurezza (ovvero 1,125); nel caso ci siano giunti lungo la campata è da prendere pari al 90% della resistenza meccanica a trazione del conduttore (cioè 925,2 Kg). Per cui la relazione risulta:

$$E_d \leq R_k / \gamma_M$$

$$\sigma_x' \leq 822,4 \text{ Kg}$$

Dove: $E_d = \sigma_x'$ (sollecitazione assiale a metà campata)

$R_k = 1028 \text{ Kg}$ (carico di rottura del conduttore)

$\gamma_M = 1,25$

Per un migliore confronto saranno riportati i valori trovati nei vari casi in Tabella 2.

Tab. 2 Confronto verifiche

Verifica	Sollecitazione assiale σ_x'	Carico limite R_k / γ_M	Percentuale di carico	Saetta
	Kg	Kg	%	m
V1-B	249,8	822,4	30,4	0,6
V1-A = V2	281,22	822,4	34,2	0,763
V3	622,02	822,4	75,6	1,2
V4-A	72,15	822,4	8,8	0,858
V4-B	75,74	822,4	9,2	0,818
V5	57,58	822,4	7,0	1,08

Come si può vedere la disuguaglianza è verificata in tutti i casi. Si fa notare che la condizione di carico maggiore è la V3 che arriva fino a circa il 75% del valore limite per

rispettare la nuova Norma e a essa corrisponde anche la saetta massima. Confrontando i risultati del nuovo progetto con quello vecchio si può notare come in entrambi i casi il valore del massimo carico, in questo caso V3 e in quello vecchio la seconda ipotesi per la zona B, siano attorno al 75% del carico massimo consentito dalle rispettive norme. Tale risultato si ha perché il vecchio progetto prendeva i carichi con il loro valore effettivo, li sommava vettorialmente ed essi dovevano restare dentro ad una percentuale del carico di rottura bassa (40% nella seconda ipotesi). Il nuovo progetto prevede invece una maggiorazione per la determinazione dei carichi oltre al fatto che vengono sommati scalarmente ed essi non devono eccedere il valore di resistenza del materiale diminuito di un coefficiente che però non si discosta molto dall' unità. Quindi i metodi di calcolo sono molto diversi ma alla fine non ci sono grandi stravolgimenti dal punto di vista costruttivo per quello che riguarda il conduttore. Questa similitudine non vale per le saette dove risultano sensibilmente maggiori in quanto i carichi per il nuovo progetto sono sovrastimati.

4.3 Distanze di rispetto

Passiamo alla verifica delle distanze di rispetto. Per prima cosa osserviamo, facendo riferimento al vecchio progetto il distanziamento dei conduttori agli attacchi, che corrisponde a quello a meta campata (Figura 26).

Sostegno interessato: n° PTP Tabella valida solo con conduttori nudi

Verifica distanziamento dei conduttori agli attacchi						
Freccia (EDS)	Lunghezza catena isolatori sospesi	Coeff. Materiale	Coeff. Riduzione	Tensione nominale	Distanziamento minimo	Dist. Effettivo
f_1	L	n	k	U	D	De
m	m	-	-	kV	m	m
0,572	0,00	0,5	0,7	20	0,40	0,86

N.B.: $K=0,7$ per linee in isolatori rigidi o amarrati
 $K=1,0$ per linee in isolatori sospesi
 $n=0,6$ per conduttori omogenei di alluminio o lega di alluminio
 $n=0,5$ per gli altri conduttori

Fig. 26 - Verifica distanziamento dei conduttori

La vecchia Norma prevedeva che la distanza fase-fase fra i conduttori sia data, considerando la freccia in EDS e la lunghezza degli isolatori in ammarro pari a zero, da:

$$D' = n \cdot \sqrt{(f_1 + L)} + 0,01U = 0,5 \cdot \sqrt{(0,572 + 0)} + 0,01 \cdot 20 = 0,578 \text{ m}$$

Che si può ridurre del 30% nel caso di linee di seconda categoria (quali le MT):

$$D = D' - 30\%D' = 0,578 - 30 \cdot 0,578 / 100 = D' \cdot k = 0,578 \cdot 0,7 = 0,4 \text{ m}$$

Tale distanziamento è rispettato dato che la mensola (P2/28-24) è fissata a circa 0,13 m dal conduttore in testa il palo e ha uno sbraccio di 0,85 m. Per cui la distanza obliqua dei conduttori laterali da quello centrale è dato da (vedi Figura 27):

$$De = \sqrt{(0,13^2 + 0,85^2)} = 0,86 \text{ m}$$

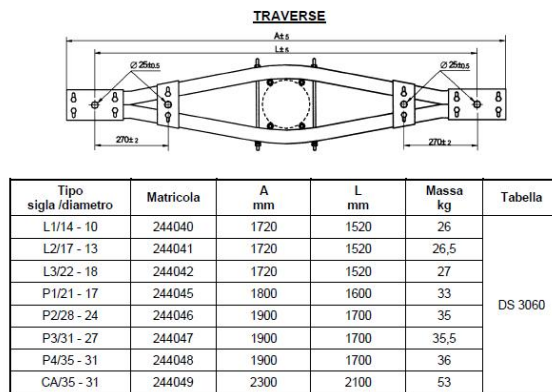


Fig. 27 - Schema e foto di traversa su PTP

Mentre per le distanze fase-terra si ha una distanza minima data da:

$$D = 0,006 * U = 0,006 * 20 = 0,12 \text{ m}$$

Tale distanza è ampiamente rispettata dagli organi quali isolatori e scaricatori.

La verifica delle distanze di rispetto secondo la nuova Norma bisogna effettuarla secondo le ipotesi di carico di massima spinta del vento, carichi uniformi di ghiaccio o neve e verifica dei franchi di progetto o allo stato limite (quest' ultima è uguale alla verifica dei conduttori).

Verifica di massima spinta del vento:

$$V_b = 25,4 \text{ m/s}$$

$$q_h = 0,5 \rho (V_b)^2 = 390,6 \text{ N/m}^2$$

Ora per comodità prenderemo l'area A per unità di lunghezza:

$$A = d = 6,42 \text{ mm}$$

Poi abbiamo: $G = 1$, $C = 1$, $C_e(z) = G_q$ per cui troviamo la spinta del vento per unità di lunghezza:

$$Q_W = q_h \times G_q \times G \times C \times A = 390,6 \times 1,634 \times 1 \times 1 \times 0,00642 = 4,098 \text{ N/m} = 0,418 \text{ Kg/m}$$

L' azione fondamentale per le azioni di carico tenendo conto dei coefficienti parziali dati dalla nuova Norma e sommati scalarmente per la verifica agli SLU è:

$$F_d = \gamma_g P + \gamma_q Q_W = 1,25 \times 0,228 + 1 \times 0,418 = 0,703 \text{ Kg/m}$$

$$\gamma_d = F_d / S_{L1} = 0,0279 \text{ Kg/m} \cdot \text{mm}^2$$

con $\gamma_g = 1,25$ e $\gamma_q = 1$ come prevede la nuova Norma.

$$N_1 = [(a^2 \cdot \gamma_d^2 \cdot E) / (24 \cdot \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha \cdot d \cdot t \cdot E) = [(41,39^2 \cdot 0,00907^2 \cdot 10000) / (24 \cdot 3,415^2)] - (3,415 + 0,000017 \cdot 15 - (15) \cdot 10000) = 1,62$$

$$M_1 = (a^2 \cdot \gamma_d^2 \cdot E) / 24 = (41,39^2 \cdot 0,0279^2 \cdot 10000) / 24 = 555,63$$

Dove γ_d è il peso specifico fittizio:

$$\sigma_1^* = \sqrt{[M_1 / (\sigma_1^* + N_1)]}$$

$$\sigma_1^* = 7,715 \text{ Kg/mm}^2$$

A questo punto lo sforzo orizzontale si trova facendo:

$$\sigma_1 = \sigma_1^* \cdot S_{L1} = 7,715 \cdot 25,18 = 194,26 \text{ Kg}$$

Ora troviamo la saetta f_1 :

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$C = \sigma_1 / F_d = 194,26 / 0,703 = 276,33 \text{ m}$$

$$f_1' = a^2 / (8 \cdot C) = 41,39^2 / (8 \cdot 276,33) = 0,775 \text{ m}$$

$$f_1 = f_1' \cdot k' = 0,775 \cdot 1,00679 = 0,780 \text{ m}$$

Verifica carico uniforme di ghiaccio o neve:

-carico di tipo 1 (ghiaccio):

$$s_{k1} = 25,04 \text{ mm}$$

$$A_{k1} = A_e - A_i = 0,002475 \text{ m}^2$$

$$P_{k1} = \rho_i A_{k1} = 900 \times 0,002475 = 2,228 \text{ Kg/m}$$

Con $\rho_i = 900 \text{ kg/m}^3$

$$F_{d1} = \gamma_g P + \gamma_q P_{k1} = 1,25 \times 0,228 + 1 \times 2,228 = 2,513 \text{ Kg/m}$$

$$\gamma_{d1} = F_{d1} / S_{L1} = 0,0998 \text{ Kg/m} \cdot \text{mm}^2$$

-carico di tipo 2 (neve):

$$s_{k2} = 32,8 \text{ mm}$$

$$A_{k2} = A_e - A_i = 0,00404 \text{ m}^2$$

$$P_{k2} = \rho_i A_{k2} = 900 \times 0,00404 = 2,02 \text{ Kg/m}$$

Con $\rho_i = 500 \text{ kg/m}^3$

$$F_{d2} = \gamma_g P + \gamma_q P_{k2} = 1,25 \times 0,228 + 1 \times 2,02 = 2,305 \text{ Kg/m}$$

$$\gamma_{d2} = F_{d2} / S_{L1} = 0,0915 \text{ Kg/m} \cdot \text{mm}^2$$

Considero il carico di tipo 1 in quanto maggiore. Per cui:

$$N_2 = [(a^2 \cdot \gamma_{d1}^2 \cdot E) / (24 \cdot \sigma_1^2)] - (\sigma_1 + \alpha \cdot dt \cdot E) = [(41,39^2 \cdot 0,0998^2 \cdot 10000) / (24 \cdot 3,415^2)] -$$

$$- (3,415 + 0,000017 \cdot 15 - (15) \cdot 10000) = 1,62$$

$$M_2 = (a^2 \cdot \gamma_{d1}^2 \cdot E) / 24 = (41,39^2 \cdot 0,0998^2 \cdot 10000) / 24 = 7109,5$$

Dove γ_{d2} è il peso specifico fittizio:

$$\sigma_2^* = \sqrt{[M_2 / (\sigma_2^* + N_2)]}$$

$$\sigma_2^* = 18,7 \text{ Kg/mm}^2$$

A questo punto lo sforzo orizzontale si trova facendo:

$$\sigma_2 = \sigma_2^* \cdot S_{L1} = 18,7 \cdot 25,18 = 470,87 \text{ Kg}$$

Ora troviamo la saetta f_2 :

$$k' = \sqrt{1 + (h^2/a^2)} = \sqrt{1 + (4,83^2/41,39^2)} = 1,00679$$

$$C = \sigma_2 / F_{d1} = 470,87 / 2,513 = 187,37 \text{ m}$$

$$f_2' = a^2 / (8 \cdot C) = 41,39^2 / (8 \cdot 187,37) = 1,143 \text{ m}$$

$$f_2 = f_2' \cdot k' = 1,143 \cdot 1,00679 = 1,151 \text{ m}$$

Verifica dei franchi di progetto o allo stato limite:

Da calcoli precedenti si ha:

$$f_{4A} = f_{4A}' * k' = 0,852 * 1,00679 = 0,858 \text{ m}$$

$$f_{4B} = f_{4B}' * k' = 0,812 * 1,00679 = 0,818 \text{ m}$$

$$f_5 = f_5' * k' = 1,07 * 1,00679 = 1,08 \text{ m}$$

Nei tre casi la saetta maggiore si ha nel caso di presenza di neve o ghiaccio per cui le nostre distanze elettriche di isolamento si considereranno tenendo conto che $f_2 = 1,151 \text{ m}$, mentre le distanze fase-fase e fase-terra per la nuova Norma sono date da:

$$D_{pp}' = k * \sqrt{(f + L_k)} + D_{pp} = 0,5 * \sqrt{(0,572 + 0)} + 0,25 = 0,628 \text{ m}$$

$$D_{el}' = k_1 * D_{el} = 0,75 * 0,22 = 0,165 \text{ m}$$

Con significato dei simboli pari a:

- D_{pp}' = distanza minima fase/fase interna alla campata tra punti suscettibili di avvicinamento, tale distanza si riduce a D_{pp} nel caso di punti non suscettibili di avvicinamento;
- k = per conduttori diversi dall' alluminio pari a 0,5;
- f = freccia in condizioni di EDS;
- L_k = lunghezza armamento con sbandamento ortogonale;
- D_{pp} = distanza minima di isolamento fase-fase in funzione della tensione, per $U_s(U_n)=24(20) \text{ kV}$ pari a 0,25 m;
- D_{el}' = distanza minima di isolamento tra parti metalliche in tensione e parti metalliche a terra con vento $V = 7,5 \text{ m/s}$;
- k_1 = coefficiente pari sempre a 0,75;
- D_{el} = distanza minima di isolamento fase-terra in funzione della tensione, per $U_s(U_n)=24(20) \text{ kV}$ pari a 0,22 m;

Inoltre la nuova norma prevede altri due parametri, che per linee a tensione $V \leq 45 \text{ kV}$ è:

$$D_{50\text{Hzpp}} = (0,17 * U_n) / 45 = (0,17 * 20) / 45 = 0,076 \text{ m}$$

$$D_{50\text{Hzpe}} = (0,11 * U_n) / 45 = (0,11 * 20) / 45 = 0,049 \text{ m}$$

Dove:

- $D_{50\text{Hzpp}}$ = è la distanza minima di isolamento (fase-fase) in metri, funzione della tensione, necessaria per la tenuta alle tensioni a frequenza industriale;
- $D_{50\text{Hzpe}}$ = è la distanza minima di isolamento (fase-terra) in metri, funzione della tensione, necessaria per la tenuta alle tensioni a frequenza industriale;

Come si può facilmente notare D_{pp}' e D_{el}' sono superiori per la nuova normativa rispetto alla vecchia, ma comunque le distanze sono tutte rispettate in quanto il distanziamento effettivo fase-fase è di 0,86 m e la distanza fase-terra è anch' essa rispettata per via che gli isolatori a cappa e perno hanno un' altezza di circa 0,1 m per tre isolatori e nell' eventualità di isolatori rigidi, essi hanno un' altezza minima di 0,2 m.

Facciamo ora un breve confronto tra le due normative sulle varie distanze di rispetto da mantenere per i conduttori e sostegni (Tabella 3), nel nostro caso essendo la campata in un prato sarebbe sufficiente verificare solo l' altezza dei conduttori da terra.

Tab. 3 Distanze di rispetto

	Distanze di rispetto	
	vecchia CEI 11-4	nuova CEI 11-4
	m	m
<i>Altezza dei conduttori da terra e acque non navigabili</i>	6	6
<i>Distanze di rispetto per i conduttori:</i>		
a) piano di autostrade, strade statali, provinciali interne agli abitati, dal piano delle rotaie di ferrovie e tranvie	7,3	7,22
b) dall'organo più vicino o dalla sua possibile più vicina posizione, di funivie, sciovie e seggiovie in servizio pubblico o privato	1,8	4,62
c) dai conduttori di altre linee elettriche	1,8	2,25
d) dai sostegni di altre linee elettriche o di telecomunicazione	3,3	4,62
e) da tutte le posizioni praticabili delle altre opere o del terreno circostante	3,2	3,72
f) da tutte le posizioni impraticabili delle altre opere o del terreno circostante	0,7	1,72
<i>Distanze di rispetto dai fabbricati:</i>		
a) catenaria verticale	3,2	4,22
b) catenaria inclinata di 30°	2	2,22
<i>Distanze di rispetto per i sostegni:</i>		
a) dalla rotaia più vicina di ferrovie e tranvie in sede propria fuori dell'abitato	6	6
b) dalla rotaia più vicina di funicolari terrestri, dal conduttore più vicino di filovie fuori dall'abitato, dall'organo più vicino, o dalla sua possibile più vicina posizione di funivie, sciovie e seggiovie	4	4
c) dalla rotaia più vicina di ferrovie o tranvie, nell'interno dell'abitato, dal più vicino conduttore di filovie nell'interno dell'abitato, dall'organo più vicino o dalla sua possibile più vicina posizione	2	2
d) dal confine di strade statali	Altezza fuori terra sostegno	Altezza fuori terra sostegno
e) strade provinciali	2/5 altezza fuori terra sostegno	2/5 altezza fuori terra sostegno
f) strade comunali	3	3

g) da gasdotti eserciti a pressione massima eguale o superiore a 25 atmosfere; tale minimo è ridotto a 2 m quando, nella zona in cui si avvicina alla linea, il gasdotto è contenuto in un robusto tubo di protezione	6	6
h) da gasdotti eserciti a pressione massima inferiore a 25 atmosfere e da oleodotti; tale minimo è ridotto a 1,5 m quando, nella zona in cui si avvicina alla linea, il gasdotto o l'oleodotto è contenuto in un robusto tubo di protezione	2	2

Dalla tabella precedente si può notare come per l' altezza dei conduttori da terra e acque non navigabili e per le distanze dei sostegni siano mantenuti uguali dalle 2 normative, mentre per le distanze dei conduttori in generale e per le distanze dai fabbricati ci sia un aumento più o meno significativo (a parte un caso) delle distanze di rispetto.

Nella nostra situazione tali distanze sono pienamente rispettate in quanto a metà campata abbiamo una saetta di 1,151 m che sommata alla distanza verso terra di 6 m mi risulta che i conduttori devono essere fissati ad un' altezza almeno pari a 7,151 m; come detto precedentemente essendo la traversa posta quasi in testa al palo ed essendo l' altezza del sostegno fuori terra di 8,4 m (come vedremo in seguito) abbiamo che i conduttori hanno nella peggior condizione di verifica (saetta massima) una distanza di circa 1,3 m in più dell' altezza limite.

4.4 Verifica dei supporti e armamenti

L' armamento usato per collegare e isolare il conduttore dal sostegno è il semplice ammarro, e come traversa usiamo la convenzionale P2, come visto in precedenza. Gli altri dati che utilizzeremo sono riportati in Figura 28.

Armamento	Semplice Amarro (ICS)			SAS
Coeff. spinta vento equipaggiamenti	K_i	-	1,10	
Angolo deviazione linea	$^{\circ} sess.$	δ	0,000	
Peso Mensole e Isolatori	P_{mi}	Kg	95,00	
Campata media	C_m	m	20,70	
Costante altimetrica	K_a	-	0,1167	$K_a = \frac{h_1}{a_{L1}} \pm \frac{h_2}{a_{L2}}$
Sbraccio supporto	S_{b1}	m	0,00	<i>filo alto</i>
	S_{b2}	m	0,85	<i>filo basso</i>
	S_{b3}	m	0,85	<i>filo basso</i>

Fig. 28 - Caratteristiche supporti e armamenti

Il peso della mensola è di 35 Kg, ai quali sommo il peso dei 6 isolatori da 10 Kg cadauno, anche se in realtà siamo sui 6-7 Kg però arrotondo in modo da tener conto di morse e staffe. La campata media è il valore medio delle due campate adiacenti al sostegno che nel nostro caso è pari alla metà della campata essendo unica; la costante altimetrica invece si trova come riportato in figura 28 ed è un altro valore su cui ci si basa per verificare la stabilità delle catenarie in sospensione (anche se nel nostro caso non serve essendo un ammarro).

La vecchia Norma per la verifica di resistenza di supporti, armamenti e sostegni prevede delle condizioni di carico che sono uguali a quelle dei conduttori ma vengono chiamate in modo diverso in quanto gli si aggiungono i carichi dovuti agli squilibri per conduttori rotti, solo che nel nostro caso essendo un palo di capolinea l' eventuale rottura di un conduttore favorisce le condizioni di carico per cui non vengono eseguite e quindi le verifiche rimangono uguali a quelle dei conduttori. In particolare la 1° ipotesi per i sostegni corrisponde con la 2° per i conduttori della zona A, e la 3° ipotesi per i sostegni corrisponde con la 2° per i conduttori della zona B, la 2° e 4° ipotesi dei sostegni sono riferite ai conduttori rotti per cui si omettono.

Facciamo la verifica degli isolatori e della traversa sapendo che il carico di rottura a trazione per gli isolatori a cappa e perno usati è di $T_r = 4077$ Kg e i carichi ammessi sulla traversa sono riportati in Figura 29.

CARICHI MASSIMI AMMESSI PER LE TRAVERSE UNIFICATE						
TRAVERSA	Schema di carico	Ipotesi di calcolo	T [kg]	P [kg]	L [kg]	Impiego sostegno
P2	1	1 ^a e 3 ^a	830	500	150	Linea
	2	2 ^a e 4 ^a			720	
	3	1 ^a e 3 ^a	100	250	870	Capolinea

Fig. 29 - Carichi ammessi per le traversa

Le forze agenti sulla traversa sono riassunte in Figura 30, poi confrontate con quelle ammissibili.

Forze agenti sulla TRAVERSA			
Ipotesi	Trasversale	Longitudinale	Verticale
	<i>Kg</i>	<i>Kg</i>	<i>Kg</i>
1^a	T1	L1	V1
	10,60	184,8	19,2
3^a	T3	L3	V3
	21,23	308,5	14,3

Confronto sollecitazioni						
Ipotesi	Trasversali		Longitudinali		Verticali	
	Reale	Ammessa	Reale	Ammessa	Reale	Ammessa
	<i>Kg</i>		<i>Kg</i>		<i>Kg</i>	
1^a	10,60	100,00	184,8	870,00	19,2	250,00
3^a	21,23	100,00	308,5	870,00	14,3	250,00

Fig. 30 - Sforzi traversa e confronto

Delle forze agenti sulla traversa, quelle trasversali sono date da:

$$T1 = Cm \cdot 0,5156 = 10,6 \text{ Kg}$$

$$T3 = Cm \cdot 1,0256 = 21,23 \text{ Kg}$$

Dove i due valori con cui è moltiplicata la campata media sono il peso per unità di lunghezza del conduttore nelle ipotesi di carico raccolte in Figura 20.

Le forze longitudinali L1 e L3 corrispondono rispettivamente alla sollecitazione orizzontale trovata nei conduttori in precedenza pari a σ_{2A} e σ_{2B} del vecchio progetto.

La sollecitazione verticale invece è data dalla somma della sollecitazione verticale σ_{2AV} e σ_{2BV} all' attacco inferiore (cioè il PTP) con il peso dei 3 isolatori, si fa notare che le due sollecitazioni hanno segno negativo per convenzione e quindi opposto a quello degli isolatori che è diretto verso il basso. Dalla figura 30 si può apprezzare come lo sforzo reale è al massimo la metà di quello ammesso in tutte le situazioni.

Passiamo all' applicazione della nuova Norma procedendo come prima e nel trovare la sollecitazione verticale non maggioreremo il peso degli isolatori in quanto generalmente non se ne tiene conto. I valori vengono raccolti in Tabella 4.

Tab. 4 Forze agenti sulla traversa

Forze agenti sulla traversa				
Verifica	F_d	Trasversale	Longitudinale	Verticale
	<i>Kg/m</i>	<i>Kg</i>	<i>Kg</i>	<i>Kg</i>
V1-A=V2	0,989	20,47	279,25	16,22
V1-B	0,691	14,31	248,05	14,24
V3	3,524	72,95	617,67	15,51

La prima colonna corrisponde ai valori degli sforzi per unità di lunghezza trovati nelle varie ipotesi di carico, che moltiplicati per la campata media C_m mi danno lo sforzo trasversale in quanto comprendono anche la spinta del vento. Lo sforzo longitudinale è dato dai valori trovati prima corrispondenti a σ_{1B} , σ_{1A} e σ_3 ; mentre quello verticale è dato dalla somma della forza esercitata dai conduttori sull' attacco inferiore (che ricordiamo a segno negativo per convenzione) e il peso degli isolatori (gli stessi usati nel vecchio progetto). Come valori di carico ammessi sulla traversa prendiamo per buoni quelli riportati in fig. 29 in quanto essi non sono riferiti ai valori di rottura della traversa ma sono dei valori già presi con opportuni coefficienti correttivi ancora più restrittivi di quelli che prevedono le norme, anche se fanno riferimento ad altre condizioni di carico. Questa considerazione è avvalorata dal fatto che per esperienza sul campo nel corso degli anni non si sono mai verificati casi in cui si sia rotta una traversa, al massimo si deforma in maniera plastica oppure ruota nel caso si rompa un conduttore. Praticamente, come vedremo in seguito, quando si hanno elevati carichi in testa al palo non si rompe la traversa ma cade il sostegno, per cui i carichi trovati nel nuovo progetto si possono ritenere inferiori a quelli ammessi.

Una ulteriore verifica è quella di trovare i momenti flettenti per eccentricità dei conduttori che agiscono sul sostegno, ma dal momento che i carichi sono in equilibrio simmetrico il momento flettente è nullo; anche nel caso si verifichi la rottura di un conduttore il momento flettente dato dallo sbraccio della traversa per lo sforzo verticale su di essa è molto piccolo (dell' ordine dei 30 Kgm), per cui tale verifica si ritiene trascurabile.

4.5 Momenti e spinte dovuti al trasformatore e al vento

Il trasformatore in uso nel nostro caso è quello di taglia massima usata sui P.T.P. ed ha una potenza apparente $S = 160$ KVA, i suoi dati caratteristici sono riportati in Figura 31. I dati elettrici (che non useremo) sono:-

- tensione nominale avv. BT 400V
- tensione nominale avv. MT 20 KV
- simbolo di collegamento Dyn11
- tensione di cortocircuito 4%

Dati caratteristici trasformatore			
Peso	P_{tr}	Kg	750
Larghezza	L_{tr}	$m.$	1,35
Altezza	h_{tr}	$m.$	1,60
Profondità	b_{tr}	$m.$	0,75
Braccio trasformatore da asse palo	b_p	$m.$	0,57
Momento flettente eccentricità trasformatore	M_p	Kgm	427,50
Braccio azione vento su trasformatore	B_{tr}	$m.$	6,50

Fig. 31 - Dati caratteristici trasformatore

Il momento flettente per eccentricità del trasformatore è dato dal prodotto del peso per il braccio dall' asse del palo. Mentre il braccio del vento sul trasformatore è trovato alla sua

base, per cui se ai 10m di altezza del sostegno, tolgo 1,6m che sono interrati, 1,6m di altezza del trafo, 0,3m di distanza del trafo dalla testa del palo trovo 6,5m. Passiamo ora al calcolo della spinta e dei momenti dovuti all' azione del vento sul trasformatore del vecchio progetto, considerato come per i conduttori trasversale alla linea. I risultati e le formule sono riportate in Figura 32, le uniche incognite sono la spinta del vento unitaria "spv" e l' interrimento totale della fondazione C_1 pari a 1,9 m. La vecchia norma dava direttamente la spinta del vento a diversi valori di velocità per superfici piane, dove a 130 km/h (1° ipotesi) è pari a 120 kg/m^2 e a 65 km/h (2° ipotesi) a 30 kg/m^2 . Per cui possiamo procedere alla risoluzione.

Calcolo spinte e momenti dovuti all'azione del vento sul trasformatore			
Ipotesi	Spinta del vento	Momenti all'incastro	Momenti rovescianti della fondazione
	<i>Kg</i>	<i>Kgm</i>	<i>Kgm</i>
1 ^a	$V_{tr} = spv * b_{tr} * h_{tr}$	$M_{vtr} = V_{tr} * B_{tr}$	$M_{Vr} = V_{tr} * (B_{tr} + C)$
	144	936	1210
3 ^a	$V_{tr} = spv * b_{tr} * h_{tr}$	$M_{vtr} = V_{tr} * B_{tr}$	$M_{Vr} = V_{tr} * (B_{tr} + C)$
	36	234	302

Fig. 32 - Spinte e momenti dovuti al vento

Troviamo ora le spinte e i momenti dovuti al vento sul palo, le formule sono come quelle riportate in fig. 32, solo che l' area del palo fuori da terra è riferita alla sezione assiale, come prevede la vecchia norma (e anche la nuova), ed è data da:

$$A = (B+b) * h / 2 = (0,433+0,24) * 8,4/2 = 2,83 \text{ m}^2$$

Dove:- B = 0,433 m diametro del palo all' altezza fuori terra

- b = 0,24 m diametro del palo in testa

- h = 8,4 m altezza del palo fuori terra

La pressione sulla superficie del palo, data dalla vecchia norma, è da prendere pari a 72 kg/m^2 per la 1° ipotesi e di 18 kg/m^2 per la 3° ipotesi. Il braccio di azione del vento sul palo è considerato a metà della sua altezza fuori terra, ovvero $B_p = 4,2 \text{ m}$ e l' altezza dell' interrimento totale della fondazione è sempre $C = 1,9 \text{ m}$; i risultati li troviamo in Figura 33.

Calcolo spinte e momenti dovuti all'azione del vento su palo			
Ipotesi	Spinta del vento	Momenti all'incastro	Momenti rovescianti della fondazione
	<i>Kg</i>	<i>Kgm</i>	<i>Kgm</i>
1 ^a	<i>vs1</i>	<i>Mvs1</i>	<i>Mvf1</i>
	204	856	1244
3 ^a	<i>vs3</i>	<i>Mvs3</i>	<i>Mvf3</i>
	51	214	311

Fig.33 - Spinte e momenti sul palo

Questi valori li useremo nelle pagine successive, ora passiamo alla determinazione degli stessi risultati ma attraverso l' applicazione della nuova Norma. Di seguito troviamo la spinta del vento sul trasformatore nelle varie ipotesi di carico sempre presa trasversalmente.

Verifica azione del vento ($V_2=V_1-A$):

$$A = b_{tr} \cdot h_{tr} = 0,75 \cdot 1,6 = 1,2 \text{ m}^2$$

$$K_g V_b = 1,278 \cdot 25,4 = 32,46 \text{ m/s}$$

$$q_h = 0,5 \rho (K_g V_b)^2 = 658,5 \text{ N/m}^2$$

Poi abbiamo: $G = 1$, $C = 1,6$ per superfici piane, $C_e(z) = G_q$ per cui troviamo la spinta del vento sul trafo:

$$Q_W = q_h \times G_q \times G \times C \times A = 658,5 \times 1,634 \times 1 \times 1,6 \times 1,2 = 2066 \text{ N} = 210,6 \text{ Kg}$$

La nuova Norma non da specifiche a riguardo della spinta del vento su sostegni e trasformatori per quello che riguarda i coefficienti di carico, per cui dal momento che consideriamo il trasformatore e il palo come componente strutturale indipendente dal tiro dei conduttori è opportuno seguire le Norme Tecniche delle Costruzioni. Tali norme prevedono che il coefficiente parziale di carico per le azioni variabili sia pari a 1,5. Il blocco di fondazione e il braccio di azione del trafo sono invariate rispetto a prima e danno:

$$Q_{We} = 1,5 \cdot Q_W = 1,5 \cdot 210,6 = 315,9 \text{ Kg}$$

$$M_{vtr} = Q_{We} \cdot B_{tr} = 315,9 \cdot 6,5 = 2053,35 \text{ Kgm}$$

$$M_{vr} = Q_{We} \cdot (B_{tr} + C_1) = 315,9 \cdot (6,5 + 1,9) = 2653,6 \text{ Kgm}$$

Indichiamo con Q_{We} la spinta del vento effettiva, M_{vtr} il momento all' incastro e con M_{vr} il momento rovesciante della fondazione.

Verifica temperatura minima zona B (V_1-B):

$$A = b_{tr} \cdot h_{tr} = 0,75 \cdot 1,6 = 1,2 \text{ m}^2$$

$$0,76 K_g V_b = 0,76 \cdot 1,278 \cdot 25,4 = 24,67 \text{ m/s}$$

$$q_h = 0,5 \rho (0,76 K_g V_b)^2 = 380,4 \text{ N/m}^2$$

Come prima: $G = 1$, $C = 1,6$ per superfici piane, $C_e(z) = G_q$ per cui la spinta del vento sul trafo è:

$$Q_W = q_h \times G_q \times G \times C \times A = 380,4 \cdot 1,634 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 1,2 = 1193,4 \text{ N} = 121,65 \text{ Kg}$$

$$Q_{We} = 1,5 \cdot Q_W = 1,5 \cdot 121,65 = 182,48 \text{ Kg}$$

$$M_{vtr} = Q_{We} \cdot B_{tr} = 182,48 \cdot 6,5 = 1186,12 \text{ Kgm}$$

$$M_{vr} = Q_{We} \cdot (B_{tr} + C_1) = 182,48 \cdot (6,5 + 1,9) = 1532,8 \text{ Kgm}$$

Verifica coesistenza di vento e ghiaccio o neve (V_3):

$$A = b_{tr} \cdot h_{tr} = 0,75 \cdot 1,6 = 1,2 \text{ m}^2$$

$$0,6 V_b = 15,24 \text{ m/s}$$

$$q_h = 0,5 \rho (0,6 V_b)^2 = 145,2 \text{ N/m}^2$$

Sia $G = 1$, $C = 1,6$, $C_e(z) = G_q$ per cui ho:

$$Q_W = q_h \times G_q \times G \times C \times A = 145,2 \cdot 1,634 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 1,2 = 455,53 \text{ N} = 46,44 \text{ Kg}$$

$$Q_{We} = 1,5 \cdot Q_W = 1,5 \cdot 46,44 = 69,66 \text{ Kg}$$

$$M_{vtr} = Q_{We} * B_{tr} = 69,66 * 6,5 = 452,79 \text{ Kgm}$$

$$M_{vr} = Q_{We} * (B_{tr} + C_1) = 69,66 * (6,5 + 1,9) = 585,2 \text{ Kgm}$$

Facciamo la tabella riassuntiva dei risultati ottenuti (Tab. 5):

Tab. 5 Spinta e momenti dovuti al vento sul trafo

Ipotesi	Spinta del vento effettiva Q_{We}	Momenti all' incastro M_{vtr}	Momenti rovescianti della fondazione M_{vr}
	Kg	Kgm	Kgm
V1-A = V2	315,9	2053,35	2653,6
V1-B	182,48	1186,12	1532,8
V3	69,66	452,79	585,2

Se facciamo un breve confronto con i risultati del vecchio progetto noteremo che essi sono circa uguali per le verifiche V1-B e V3, mentre i valori della verifica di azione del vento del nuovo progetto è circa il doppio del massimo carico che troviamo in quello vecchio. Questa differenza è dovuta essenzialmente al coefficiente correttivo 1,5 perché senza di esso il valore della spinta del vento è quasi uguale.

Ora proseguiamo con l'analisi delle azioni sul palo.

Verifica azione del vento (V2=V1-A):

$$A = (B+b) * h / 2 = (0,433+0,24) * 8,4/2 = 2,83 \text{ m}^2$$

$$K_g V_b = 1,278 * 25,4 = 32,46 \text{ m/s}$$

$$q_h = 0,5 \rho (K_g V_b)^2 = 658,5 \text{ N/m}^2$$

Poi abbiamo: $G = 1$, $C = 0,8$ per superfici cilindriche, $C_e(z) = G_q$ per cui troviamo la spinta del vento sul sostegno:

$$Q_W = q_h * G_q * G * C * A = 658,5 * 1,634 * 1 * 0,8 * 2,83 = 2436,04 \text{ N} = 248,32 \text{ Kg}$$

Usiamo sempre come coefficiente parziale di carico per le azioni variabili 1,5. L'interramento totale della fondazione C_1 e il braccio di azione sul palo B_p sono invariate rispetto a prima e danno:

$$Q_{We} = 1,5 * Q_W = 1,5 * 248,32 = 372,48 \text{ Kg}$$

$$M_{vs} = Q_{We} * B_p = 372,48 * 4,2 = 1564,42 \text{ Kgm}$$

$$M_{vf} = Q_{We} * (B_p + C) = 372,48 * (4,2 + 1,9) = 2272,13 \text{ Kgm}$$

Verifica temperatura minima zona B (V1-B):

$$A = (B+b) * h / 2 = (0,433+0,24) * 8,4/2 = 2,83 \text{ m}^2$$

$$0,76 K_g V_b = 0,76 * 1,278 * 25,4 = 24,67 \text{ m/s}$$

$$q_h = 0,5 \rho (0,76 K_g V_b)^2 = 380,4 \text{ N/m}^2$$

Sia: $G = 1$, $C = 0,8$ per superfici cilindriche, $C_e(z) = G_q$ per cui l'aspinta del vento sul sostegno è:

$$Q_W = q_h \times G_q \times G \times C \times A = 380,4 \times 1,634 \times 1 \times 0,8 \times 2,83 = 1407 \text{ N} = 143,4 \text{ Kg}$$

$$Q_{We} = 1,5 \times Q_W = 1,5 \times 143,4 = 215,1 \text{ Kg}$$

$$M_{vs} = Q_{We} \times B_p = 215,1 \times 4,2 = 903,4 \text{ Kgm}$$

$$M_{vf} = Q_{We} \times (B_p + C) = 215,1 \times (4,2 + 1,9) = 1312,1 \text{ Kgm}$$

Verifica coesistenza di vento e ghiaccio o neve (V3):

$$A = (B+b) \times h / 2 = (0,433 + 0,24) \times 8,4 / 2 = 2,83 \text{ m}^2$$

$$0,6 V_b = 15,24 \text{ m/s}$$

$$q_h = 0,5 \rho (0,6 V_b)^2 = 145,2 \text{ N/m}^2$$

Con: $G = 1$, $C = 0,8$ per superfici cilindriche, $C_e(z) = G_q$ per cui ricavo:

$$Q_W = q_h \times G_q \times G \times C \times A = 145,2 \times 1,634 \times 1 \times 0,8 \times 2,83 = 537,15 \text{ N} = 54,8 \text{ Kg}$$

$$Q_{We} = 1,5 \times Q_W = 1,5 \times 54,8 = 82,2 \text{ Kg}$$

$$M_{vs} = Q_{We} \times B_p = 82,2 \times 4,2 = 345,24 \text{ Kgm}$$

$$M_{vf} = Q_{We} \times (B_p + C) = 82,2 \times (4,2 + 1,9) = 501,4 \text{ Kgm}$$

In Tabella 6 riassumiamo i risultati ottenuti.

Tab. 6 Spinta e momenti dovuti al vento sul palo

Ipotesi	Spinta del vento effettiva Q_{We}	Momenti all' incastro M_{vs}	Momenti rovescianti della fondazione M_{vf}
	Kg	Kgm	Kgm
V1-A = V2	372,48	1564,42	2272,13
V1-B	215,1	903,4	1312,1
V3	82,2	345,24	501,4

Le considerazioni fatte per la spinta e i momenti agenti sul trasformatore nel confronto fra i due progetti valgono dal punto di vista numerico anche per gli sforzi agenti sul palo. Questi valori ci servono per eseguire la verifica del sostegno, perché nel caso si superi il tiro utile ammesso si potrebbe (in quanto non è il carico di rottura) andare incontro al suo cedimento.

4.6 Verifica sostegno

I dati caratteristici sono riportati in Figura 34.

Altezza sostegno	<i>H</i>	<i>m</i>	10,00	Sigla OTT 10/G/24 Semplice Amarro (ICS)
Altezza totale	<i>H_T</i>	<i>m</i>	10,30	
Altezza fuori blocco	<i>H_{fb}</i>	<i>m</i>	8,80	
Braccio baricentrico forze cond. integri	<i>B_{bi}</i>	<i>m</i>	8,73	

Fig. 34 - Dati caratteristici sostegno

L' altezza totale è data dalla somma dell' altezza del sostegno con lo spessore della fondazione al di sotto del sostegno che generalmente è pari a 0,3 m. Mentre per via della statica, generalmente, si fa immergere il palo per un decimo della sua altezza nella fondazione. Il P.T.P. essendo un palo capolinea ha il sostegno infisso nella fondazione di 1,2 m per cui l' altezza fuori blocco è pari a 8,8 m. Il braccio baricentrico delle forze trasmesse dai conduttori integri è invece posto a 8,73 m il quale dipende dal posizionamento della traversa. Delle forze agenti in testa al palo consideriamo solo quella trasversale e longitudinale in quanto la resistenza del palo agli sforzi verticali, che comunque sono molto ridotti, è infinitamente grande.

Passiamo all' analisi delle forze agenti in testa al sostegno del vecchio progetto, dove la forza data in testa al palo è pari dalla somma delle forze trasmesse dai singoli conduttori. Per cui prendiamo i valori di Fig. 30 riferiti ad un conduttore e li moltiplichiamo per i 3 conduttore di fase che devono essere sorretti dal palo. I risultati delle forze li troviamo in Figura 35.

Forze agenti in testa al sostegno		
Ipotesi	Forza Trasversale	Forza Longitudinale
	<i>Kg</i>	<i>Kg</i>
1^a	<i>FT1</i>	<i>FL1</i>
	31,80	554,4
3^a	<i>FT3</i>	<i>FL3</i>
	63,69	925,6

Fig. 35 - Forze agenti in testa al sostegno

Questi risultati li usiamo per determinare il tiro equivalente in testa al palo nel seguente modo. Per iniziare dobbiamo considerare il fatto che sappiamo la forza trasversale e longitudinale in testa al palo e i momenti dati all' incastro dall' azione del vento sul trasformatore e sul sostegno, oltre al momento flettente per eccentricità del trasformatore. Per determinare la forza equivalente (o tiro equivalente) T_e in testa al sostegno ci troviamo

prima la forza equivalente trasversale T_{et} , poi quella longitudinale T_{el} , e infine facciamo la somma vettoriale e ci troviamo il tiro T_e da confrontare con il tiro utile (o ammesso) T_u .

Questi valori per la 1° ipotesi li trovo nel seguente modo:

$$T_{et} = (FT1 \cdot B_{bi} + M_{vtr} + M_{vs1}) / B_{bi} = (31,8 \cdot 8,73 + 936 + 856) / 8,73 = 237 \text{ Kg}$$

$$T_{el} = (FL1 \cdot B_{bi} + M_p) / B_{bi} = (554,4 \cdot 8,73 + 427,5) / 8,73 = 603,37 \text{ Kg}$$

$$T_e = \sqrt{(T_{et}^2 + T_{el}^2)} = \sqrt{(237^2 + 603,37^2)} = 648,25 \text{ Kg}$$

Nella 3° ipotesi invece risulta:

$$T_{et} = (FT3 \cdot B_{bi} + M_{vtr} + M_{vs1}) / B_{bi} = (63,69 \cdot 8,73 + 234 + 214) / 8,73 = 115 \text{ Kg}$$

$$T_{el} = (FL3 \cdot B_{bi} + M_p) / B_{bi} = (925,6 \cdot 8,73 + 427,5) / 8,73 = 974,57 \text{ Kg}$$

$$T_e = \sqrt{(T_{et}^2 + T_{el}^2)} = \sqrt{(115^2 + 974,57^2)} = 981,3 \text{ Kg}$$

I risultati ottenuti li confrontiamo in Figura 36, dove vengono paragonati non con il tiro di prova che viene fornito dal costruttore del palo, ma con il tiro utile calcolato già nelle varie ipotesi di carico con dei opportuni coefficienti.

Determinazione tiro equivalente e confronto tiro utile		
Ipotesi	Tiro equivalente in testa al sostegno	Tiro utile sostegno
	T_e	T_u
	<i>Kg</i>	<i>Kg</i>
1^a	648,25	1203,0
3^a	981,3	1309,0

Fig. 36 - Confronto del tiro equivalente

Come si può notare dalla figura sopra i tiri sono tutti inferiori al tiro utile, ed in particolare per la 1° ipotesi corrisponde al 53,88% del tiro ammissibile, e per la 3° ipotesi il 74,97%. Siamo in entrambi i casi sufficientemente al di sotto del limite teorico, e inoltre questi valori sono già stati variati con coefficienti che li minorano.

Facciamo la verifica del sostegno del nuovo progetto. La forza trasversale e longitudinale in testa al sostegno è sempre la somma delle forze dei 3 conduttori costituenti la linea. Tali forze sono raggruppate in Tab. 7

Tab. 7 Forze agenti in testa al sostegno

Ipotesi	Forza trasversale FT	Forza longitudinale FL
	Kg	Kg
V1-A = V2	61,41	837,75
V1-B	42,93	744,15
V3	218,85	1853,01

Passiamo ora alla determinazione del tiro equivalente in testa al palo, allo stesso modo di come abbiamo fatto prima, per le varie verifiche.

Verifica azione del vento (V2=V1-A):

$$T_{et} = (FT_{1a} \cdot B_{bi} + M_{vtr} + M_{vs}) / B_{bi} = (61,41 \cdot 8,73 + 2053,35 + 1564,42) / 8,73 = 475,82 \text{ Kg}$$

$$P_{tre} = P_{tr} \cdot 1,4 = 750 \cdot 1,4 = 1050 \text{ Kg}$$

$$M_{pe} = P_{tre} \cdot b_p = 1050 \cdot 0,57 = 598,5 \text{ Kgm}$$

$$T_{el} = (FL_{1a} \cdot B_{bi} + M_{pe}) / B_{bi} = (837,75 \cdot 8,73 + 598,5) / 8,73 = 906,31 \text{ Kg}$$

$$T_e = \sqrt{(T_{et}^2 + T_{el}^2)} = \sqrt{(475,82^2 + 906,31^2)} = 1023,62 \text{ Kg}$$

Si fa notare che il peso del trasformatore, nel nuovo progetto, deve essere maggiorato con coefficiente pari a 1,4 come previsto dalla teoria agli stati limite per i carichi strutturali nelle N.T.C., che di conseguenza mi varia il momento flettente per eccentricità del trasformatore. Gli altri carichi non vengono maggiorati ora perché lo si è fatto in precedenza, e in questo caso si effettua una somma vettoriale e non scalare come fatto precedentemente, proprio perché lo si è già fatto.

Verifica temperatura minima zona B (V1-B):

$$T_{et} = (FT_{1b} \cdot B_{bi} + M_{vtr} + M_{vs}) / B_{bi} = (42,93 \cdot 8,73 + 1186,12 + 903,4) / 8,73 = 282,28 \text{ Kg}$$

$$P_{tre} = P_{tr} \cdot 1,4 = 750 \cdot 1,4 = 1050 \text{ Kg}$$

$$M_{pe} = P_{tre} \cdot b_p = 598,5 \text{ Kgm}$$

$$T_{el} = (FL_{1b} \cdot B_{bi} + M_{pe}) / B_{bi} = (744,15 \cdot 8,73 + 598,5) / 8,73 = 812,71 \text{ Kg}$$

$$T_e = \sqrt{(T_{et}^2 + T_{el}^2)} = \sqrt{(282,28^2 + 812,71^2)} = 860,34 \text{ Kg}$$

Verifica coesistenza di vento e ghiaccio o neve (V3):

$$T_{et} = (FT_3 \cdot B_{bi} + M_{vtr} + M_{vs}) / B_{bi} = (218,85 \cdot 8,73 + 452,79 + 345,24) / 8,73 = 310,26 \text{ Kg}$$

$$P_{tre} = P_{tr} \cdot 1,4 = 750 \cdot 1,4 = 1050 \text{ Kg}$$

$$M_{pe} = P_{tre} \cdot b_p = 598,5 \text{ Kgm}$$

$$T_{el} = (FL_3 \cdot B_{bi} + M_{pe}) / B_{bi} = (1853,01 \cdot 8,73 + 598,5) / 8,73 = 1921,57 \text{ Kg}$$

$$T_e = \sqrt{(T_{et}^2 + T_{el}^2)} = \sqrt{(310,26^2 + 1921,57^2)} = 1946,46 \text{ Kg}$$

Per fare il confronto, nel nuovo progetto, fra il tiro equivalente e il tiro utile dobbiamo andare a vedere quanto vale il tiro di prova sulle tabelle fornite dal costruttore del sostegno. Per il sostegno in questione (10/G/24) il tiro di prova è pari a $T_1 = 2655$ daN ovvero $T_1 = T_u = 2706,4$ Kg, come si può vedere in Figura 37.

Tabella per Pali ottagonali

Codice materiale	Tipologia	H [m]	d [cm]	D[cm]	S [mm]	h [cm]	Masa [Kg]	Disegno (fig.)	Tiri di prova (T_1) e distanze (h_1) di applicazione da cima palo		Sigla palo (H/tipo/d)
									T_1 [daN]	h_1 [m]	
-	L	10	10	22,5	3	-	121	1	270	= 0,10	10/L/10
SO090OTA10	A	9	10	23,5	3	-	112	1	330	= 0,10	9/A/10
SO100OTA10	A	10	10	25,0	3	-	130	1	331	= 0,10	10/A/10
SO090OTB14	B	9	14	27,5	3	-	139	1	442	= 0,10	9/B/14
SO100OTB14	B	10	14	29,0	3	-	160	1	445	= 0,10	10/B/14
SO120OTB14	B	12	14	26,0	3	200	180	2	461	= 0,10	12/B/14
SO090OTC15	C	9	15	28,5	3	-	147	1	662	= 0,10	9/C/15
SO100OTC15	C	10	15	30,0	3	-	168	1	663	= 0,10	10/C/15
SO120OTC15	C	12	15	30,0	3,5	200	234	2	671	= 0,10	12/C/15
SO090OTD15	D	9	15	29,0	3,5	-	171	1	877	= 0,10	9/D/15
SO100OTD15	D	10	15	31,0	3,5	-	199	1	878	= 0,10	10/D/15
SO120OTD15	D	12	15	33,5	3,5	200	253	2	882	= 0,10	12/D/15
SO090OTE15	E	9	15	36,0	3,5	-	199	1	1320	= 0,10	9/E/15
SO100OTE15	E	10	15	38,0	3,5	-	230	1	1320	= 0,10	10/E/15
SO120OTE17	E	12	17	42,5	3,5	200	311	2	1325	= 0,10	12/E/17
-	F	9	15	38,5	4	-	237	1	1763	= 0,10	9/F/15
-	F	10	15	41,0	4	-	275	1	1763	= 0,10	10/F/15
-	F	12	17	45,5	4	200	371	2	1767	= 0,10	12/F/17
-	G	10	24	47,5	4,5	200	397	2	2655	= 0,10	10/G/24
-	G	12	24	52,5	4,5	200	509	2	2658	= 0,10	12/G/24
-	H	12	24	62,0	6	200	754	2	5012	= 0,10	12/H/24

H = altezza totale S = spessore della lamiera
d = diametro del cerchio circoscritto dalla sezione di testa h = quota (dalla base) del dado di messa a terra
D = diametro del cerchio circoscritto dalla sezione di base

Fig. 37 - Data caratteristici pali ottagonali

Facciamo il confronto in Tabella 8 fra i risultati ottenuti.

Tab. 8 Confronto del tiro equivalente con quello utile

Ipotesi	Tiro equivalente	Tiro utile	Percentuale
	T_e	T_u	
	Kg	Kg	%
V1-A = V2	1023,62	2706,04	37,83
V1-B	860,34	2706,04	31,79
V3	1946,46	2706,04	71,93

Come si può vedere anche nel caso del nuovo progetto siamo al di sotto del valore limite ed al massimo raggiungiamo il 72% del suo valore. Questo valore è circa uguale al valore di 3° ipotesi del vecchio progetto, anche se in valori assoluti il tiro equivalente massimo trovato applicando la nuova Norma è quasi il doppio rispetto a quello massimo di prima. Tale

uguaglianza è dovuta al fatto che il tiro utile è stato preso in modo diverso nei due progetti come previsto dalle due norme.

4.7 Verifica della fondazione del sostegno

La fondazione interrata per il nostro tipo di palo presenta le caratteristiche rappresentate in Figura 38.

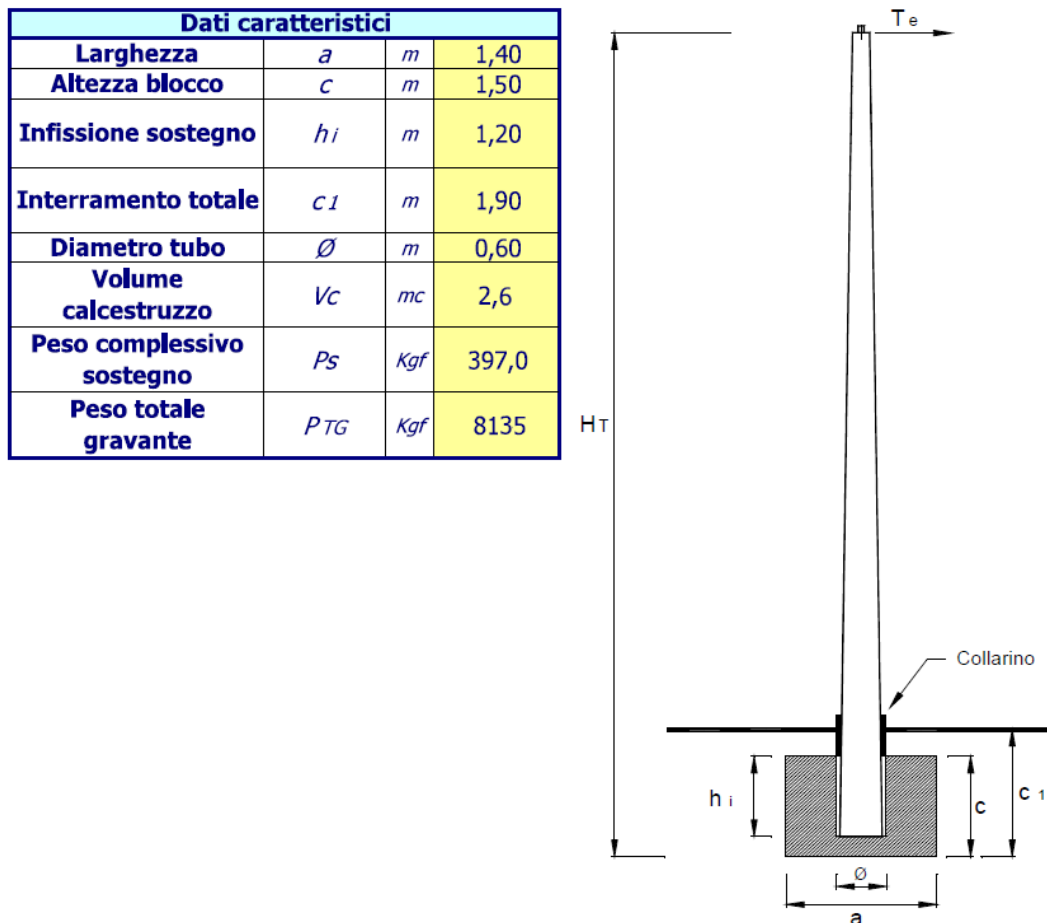


Fig. 38 - Caratteristiche fondazione

Il diametro del tubo \varnothing è riferito al tubo dentro il quale si posiziona il palo, che per essere fissato viene interposta della sabbia costipata e sulla parte superiore viene fatto solo un collarino di cemento in modo tale che non ci siano infiltrazioni. In caso di danneggiamento del sostegno si può sostituire senza cambiare fondazione. Il volume del calcestruzzo è calcolato come volume totale del blocco a meno del volume portato via dal tubo che contiene il palo. Il peso totale gravante è dato dalla somma del peso del palo, dal peso del calcestruzzo, del terreno sopra la fondazione (alto 0,4 m), dal peso di trasformatore e della sua mensola, dal peso degli isolatori con relativa mensola, dal peso dei conduttori e una piccola parte (stimata) dal peso di bulloni, supporti, etc. Per eseguire questi calcoli si devono usare i pesi specifici dei vari materiali, che per il terreno sono dati dalla vecchia normativa.

Peso specifico terreno = 1600 Kg/m³
 Peso specifico calcestruzzo = 2200 Kg/m³
 Peso specifico contributo terreno = 1100 Kg/m³

Per la verifica della fondazione del vecchio progetto si considera solo la condizione più gravosa, ovvero la terza ipotesi, e si confronta il momento rovesciante dato dal tiro in testa al sostegno con il momento stabilizzante dato dal contributo del terreno e dal peso della struttura. Il calcolo è riportato in Figura 39.

Confronto momenti	
Momento Rovesciante	Momento Stabilizzante
$M_R = T_e * H_T$	$M_S = \gamma_T * a * c_1^3 + 0,85 * \frac{P_{TG} * a}{2}$
<i>Kgm</i>	<i>Kgm</i>
10108	15403

Fig. 39 - Momenti della fondazione

Dove:

$$M_R = T_e * H_T = 981,3 * 10,3 = 10108 \text{ Kgm}$$

$$M_S = \gamma_T * a * C_1^3 + 0,85 * (P_{TG} * a) / 2 = 1100 * 1,4 * 1,9^3 + 0,85 * (8135 * 1,4) / 2 = 15403 \text{ Kgm}$$

Come si può vedere il momento rovesciante è inferiore al momento stabilizzante, ed in particolare è l'65,62% per cui abbiamo anche un sufficiente margine di sicurezza.

Per quello che riguarda il nuovo progetto, la nuova Norma non da specifiche dettagliate come quella precedente, ed in particolare, fa riferimento o alle Norme Tecniche delle Costruzioni nel caso si voglia fare un progetto nuovo o per le linee quali sono quelle di media si può far riferimento a regole pratiche di comprovata efficacia. Per cui teniamo buoni i dati caratteristici usati per il vecchio progetto. In quello nuovo invece il peso totale gravante della struttura non viene maggiorato come prima con coefficiente di 1,4 per il peso proprio, ma come prevede la teoria agli stati limite se il coefficiente contribuisce ad aumentare la sicurezza è da prendere pari a 1. Il momento rovesciante ed il momento stabilizzante vengono calcolati come in figura 39 ed i risultati sono riportati in Tabella 9.

Tab. 9 Confronto momenti

Ipotesi	Momento rovesciante M_R	Momento stabilizzante M_S	Percentuale %
	Kgm	Kgm	
V1-A = V2	10543	15403	68,5
V1-B	8861	15403	57,5
V3	20048	15403	130,2

Il valore del momento rovesciante nelle prime due ipotesi è inferiore di un valore sufficiente al momento stabilizzante, mentre nella condizione più gravosa (V3) si supera non di poco il valore limite che mi può sopportare la fondazione. Questo è dovuto al fatto che tutti gli sforzi da cui ci siamo ricavati il momento rovesciante sono stati corretti con i coefficienti previsti dalle norme. Per ovviare a questa condizione dobbiamo obbligatoriamente passare ad una fondazione maggiorata. Analizzeremo di seguito due tipi di fondazioni maggiorate, le quali possono essere usate entrambe. Nella prima si varia solo il valore della larghezza "a" della fondazione, che mi causa le seguenti variazioni:

$$a = 2 \text{ m}$$

$$V_c = a * a * c - \pi(\varnothing/2)^2 h_i = 2*2*1,5 - \pi(0,6/2)^2 1,2 = 5,66 \text{ m}^3$$

$$P_{TG} = 14864 \text{ Kg}$$

$$M_S = \gamma_T * a * c^3 + 0,85 * P_{TG} * a/2 = 1100 * 2 * 1,9^3 + 0,85 * 14864 * 2/2 = 27724 \text{ Kgm}$$

Con questo tipo di fondazione il momento equivalente è minore di quello stabilizzante ed in percentuale è l' 72,3%. La seconda tipologia di fondazione maggiorata invece varia sia l' altezza del blocco che viene aumentata di 0,2 m che la larghezza di 0,1 m per parte, per cui ottengo:

$$a = 1,6 \text{ m}$$

$$c = 1,7 \text{ m}$$

$$V_c = a * a * c - \pi(\varnothing/2)^2 h_i = 1,6*1,6*1,7 - \pi(0,6/2)^2 1,2 = 4,013 \text{ m}^3$$

$$P_{TG} = 11244 \text{ Kg}$$

$$M_S = \gamma_T * a * c^3 + 0,85 * P_{TG} * a/2 = 1100 * 1,6*2,1^3 + 0,85 * 11244 * 1,6/2 = 23945 \text{ Kgm}$$

Si può vedere che anche in questo caso il momento equivalente è inferiore di quello stabilizzante e corrisponde all' 83,7%. Le due fondazioni quindi portano allo stesso risultato, però sarà utile utilizzare la seconda in quanto necessita di circa 1,5 m³ in meno di calcestruzzo con conseguente costo minore (sono circa 120 €/m³).

5. CONCLUSIONI

In seguito all' analisi effettuata si è arrivati a constatare che i metodi di calcolo nei due casi sono diversi. Più precisi e restrittivi quelli imposti dalla nuova Norma in quanto i carichi sono determinati da più variabili caratterizzanti il sito di costruzione e successivamente maggiorati, mentre la vecchia normativa dava solo valori generali. Le differenze a livello di percentuale di sollecitazione rispetto alla resistenza non variano molto a parte nella verifica della fondazione, perché ovviamente anche la Norma passata era efficace, ma con la recente si ha un' unificazione a livello europeo.

RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare il prof. Roberto Benato, relatore di questa tesi, per la grande disponibilità e cortesia dimostratemi, e per tutto l'aiuto fornito durante la stesura.

Un sentito ringraziamento ai miei genitori, che, con il loro incrollabile sostegno morale ed economico, mi hanno permesso di raggiungere questo traguardo.

Desidero inoltre ringraziare la società SET Distribuzione Spa facente parte del Gruppo Dolomiti Energia Spa, in particolare l'ufficio Unità progetti e lavori, per tutto quanto hanno fatto per me durante il periodo di stage.

BIBLIOGRAFIA

[1] R. Benato, L. Fellin, *Impianti Elettrici*, Utet Scienze Tecniche, 2011.

[2] CEI Comitato Elettrotecnico Italiano, *Norme tecniche per la costruzione di linee elettriche aeree esterne*, CEI 11-4, 2011-01.

[3] CEI Comitato Elettrotecnico Italiano, *Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne*, CEI 11-4, marzo 1988.

[4] Ministero delle Infrastrutture, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, 2008.

[5] P. De Nobili, F. Vezil, *Calcolo meccanico dei conduttori per linee elettriche aeree*, Enel Distribuzione, 2001.

[6] Enel Distribuzione, *Progettare linee aeree in conduttori nudi*, Roma, 2001.

