

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE



TESI DI LAUREA

**CALCOLO STRUTTURALE DI UN'OPERA COMPLEMENTARE ALLA
LINEA TRANVIARIA DI MESTRE**

RELATORE: CH.MO DOTT. ING. ROBERTO SCOTTA

LAUREANDO: ENRICO LUGATO
MATRICOLA N. 522156

ANNO ACCADEMICO 2007-08

INDICE

•	Introduzione.....	pag. 4
•	Translohr: caratteristiche principali.....	pag. 7
•	CAPITOLO 1: Il caso di Venezia-Mestre.....	pag. 12
	1.1 I motivi di una scelta.....	pag. 12
	1.2 Cenni Storici.....	pag. 13
	1.3 Le Linee.....	pag. 14
	1.4 Configurazione del Translohr STE 4.....	pag. 17
•	CAPITOLO 2: La sicurezza strutturale.....	pag. 18
	2.1 Metodo semiprobabilistico agli stati limite.....	pag. 22
•	CAPITOLO 3: Caratteristiche geometriche delle fermate e materiali utilizzati.....	pag. 25
	3.1 Banchina di sosta.....	pag. 25
	3.1.1 Caratteristiche e dimensioni geometriche.....	pag. 25
	3.1.2 Superamento barriere architettoniche.....	pag. 26
	3.1.3 Caratteristiche della pavimentazione.....	pag. 27
	3.2 Pensilina di sosta.....	pag. 28
	3.2.1 Caratteristiche e componibilità.....	pag. 28
	3.2.2 Materiali.....	pag. 29
•	CAPITOLO 4: Calcolo strutturale della pensilina di sosta in acciaio.....	pag. 31
	4.1 Analisi dei carichi.....	pag. 31
	4.1.1 Azioni del vento.....	pag. 31
	4.1.1.1 Generalità.....	pag. 31
	4.1.1.2 Velocità di riferimento (macrozonazione).....	pag. 33
	4.1.1.3 Periodi di ritorno.....	pag. 35
	4.1.1.4 Coefficiente di esposizione (micro zonazione).....	pag. 36
	4.1.1.5 Pressione cinetica di picco.....	pag. 38
	4.1.1.6 Azioni statiche equivalenti.....	pag. 39
	4.1.2 Azioni della neve.....	pag. 42
	4.1.2.1 Generalità.....	pag. 42
	4.1.2.2 Carico neve.....	pag. 44
	4.1.2.3 Valore caratteristico del carico neve al suolo (macrozonazione).....	pag. 44
	4.1.2.4 Densità della neve.....	pag. 45
	4.1.2.5 Periodo di ritorno.....	pag. 47
	4.1.2.6 Coefficiente di esposizione (micro zonazione).....	pag. 47
	4.1.2.7 Coefficiente termico.....	pag. 48
	4.1.2.8 Carico neve sulle coperture.....	pag. 48
	4.2 Esempio di calcolo della pensilina di sosta a servizio del sistema tranviario su gomma della città di Mestre	
	4.2.1 Analisi dei carichi.....	pag. 51
	4.2.1.1 Vento.....	pag. 51
	4.2.1.2 Neve.....	pag. 52
	4.2.2 Caso 1: profili IPE.....	pag. 55
	4.2.2.1 Verifica a presso-flessione.....	pag. 55
	4.2.2.2 Verifica a taglio.....	pag. 55
	4.2.2.3 Verifica a instabilità.....	pag. 55
	4.2.3 Caso 2: profili tubolari.....	pag. 60
	4.2.3.1 Verifica a presso-flessione.....	pag. 60
	4.2.3.2 Verifica a taglio.....	pag. 60

4.2.3.3	Verifica a instabilità.....	pag. 60
4.2.4	Collegamenti.....	pag. 61
4.2.4.1	Unioni bullonate: generalità e normativa.....	pag. 61
4.2.4.2	Unioni saldate.....	pag. 64
4.2.4.3	Collegamento nodo C.....	pag. 66
4.2.4.3.1	Soluzione 1: profili IPE.....	pag. 66
-	Bulloni.....	pag. 66
-	Saldature.....	pag. 69
4.2.4.3.2	Soluzione 2: profili tubolari.....	pag. 71
-	Predimensionamento.....	pag. 71
-	Spessore flange.....	pag. 74
4.2.2.4	Collegamento di base.....	pag. 75
-	Dimensionamento tirafondi.....	pag. 78
-	Verifica a taglio dei tirafondi.....	pag. 78
-	Verifica lunghezza dei tirafondi.....	pag. 78
-	Verifica dimensioni della piastra di base.....	pag. 82
-	Verifica spessore della piastra di base.....	pag. 82
•	SCHEMA CONCLUSIVO DELL'OPERA.....	pag. 85
•	NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	pag. 86

INTRODUZIONE

Con l'espressione **trasporto pubblico** si intende l'insieme dei mezzi di trasporto e delle modalità organizzative che consentono ai cittadini di esercitare il proprio diritto alla mobilità servendosi di mezzi non di proprietà (afferenti invece alla categoria del trasporto privato).

Motivazioni per realizzare un sistema di trasporto pubblico

Le motivazioni che spingono gli organi politici e di amministrazione dello stato o di una città a realizzare un sistema di trasporto pubblico sono molteplici. Esso infatti:

- diminuisce la congestione dovuta all'uso di mezzi di trasporto individuali nelle aree urbane e sulle grandi arterie.
- a parità di carico utile, utilizza meno energia del trasporto privato.
- riduce i costi complessivi del viaggio (che comprendono anche quelli per le infrastrutture necessarie per il trasporto privato).
- permette di muoversi anche a chi non possiede un mezzo privato.
- riduce l'inquinamento atmosferico ed acustico.
- rende accessibili modalità di trasporto che la maggior parte degli individui non potrebbe permettersi di usare individualmente (nave, aereo).

Tra le controindicazioni si hanno tuttavia:

- alti costi necessari per realizzare infrastrutture (ad esempio per la ferrovia), che si ripagano in tempi molto lunghi.
- difficoltà a reperire il territorio per realizzare le infrastrutture, operazione che spesso richiede espropri e genera l'opposizione di chi si troverà vicino alla nuova infrastruttura.

Ponendosi invece dalla parte del privato cittadino che deve compiere un viaggio, l'uso del trasporto pubblico è conveniente per le seguenti ragioni:

- i costi possono essere inferiori rispetto a quelli del trasporto privato (questo dipende molto da come interviene lo stato nel sovvenzionare le infrastrutture per il trasporto privato e/o il trasporto pubblico).
- non è necessario impegnarsi nella guida di un mezzo per tutta la durata del viaggio, ed è possibile dedicarsi ad altre attività (lettura, conversazione, riposo...).

- i rischi associati al viaggio sono normalmente inferiori a quelli del trasporto privato, perché la guida del mezzo è affidata ad un professionista, e perché molti mezzi pubblici viaggiano su sede propria (su rotaia o su strada su corsia riservata), limitando di molto il rischio di incidenti con altri mezzi privati.
- utilizzando mezzi che viaggiano su sede propria, come treni e metropolitane, si è meno soggetti a ritardi dovuti al traffico automobilistico.
- si può eliminare o ridurre la necessità di possedere una automobile privata, con il conseguente abbattimento di costi.

In molti casi, l'uso del trasporto pubblico presenta anche delle controindicazioni, che lo possono rendere meno attraente del mezzo privato, o addirittura renderlo impraticabile per una parte dei cittadini:

- mancanza di capillarità: può essere difficile raggiungere la stazione più vicina alla propria casa o luogo di lavoro.
- difetti di integrazione: i trasporti pubblici sono spesso programmati seguendo le direttrici di traffico principale, che sono tipicamente disposte a raggiera intorno ai grandi centri abitati. Può essere molto scomodo trovare un percorso che colleghi due periferie della stessa città senza passare dal centro.
- sovraffollamento dei mezzi.
- carenza di pulizia e di comfort (ad esempio mancanza di aria condizionata, riscaldamento invernale inadeguato).
- in alcuni casi le stazioni ed i mezzi di trasporto pubblici sono poco sicuri rispetto ad aggressioni, soprattutto fuori dagli orari di punta.
- inadeguatezza degli orari, che non permettono di utilizzare il mezzo pubblico a chi ha orari di lavoro atipici, o vorrebbe usarlo anche di sera.
- i tempi di percorrenza possono non essere concorrenziali rispetto a quelli del mezzo privato, anche a causa della necessità di effettuare molte fermate lungo il percorso e/o della frequenza insufficiente dei mezzi.

Tipi di trasporto pubblico

Il trasporto pubblico, in base alla distanza coperta, si suddivide in due macrocategorie:

- Trasporto pubblico locale (utilizzato, ad esempio, sia per compiere il viaggio quotidiano casa/lavoro o casa/scuola (pendolarismo))

- Trasporto a lunga percorrenza (utilizzato per compiere spostamenti di lungo raggio).

Il trasporto pubblico può essere realizzato con una molteplicità di mezzi di trasporto. Tra i più comuni:

- su rotaia: treno, metropolitana, tram, funicolare;
- su strada: autobus, filobus, tram, taxi;
- su mare: nave, aliscafo, vaporetto, motonave, traghetto;
- cielo: aereo;

Nell'ambito di questa tesi ci si focalizzerà su uno dei suddetti sistemi di trasporto, quello tranviario.

Translohr



Il sistema

L'infrastruttura è essenzialmente composta da una piattaforma di cemento armato larga 2.2 m dotata di una rotaia centrale di guida e di linea aerea per l'alimentazione elettrica con ritorno via rotaia. Il veicolo è dotato di pneumatici a cui è affidata la trazione e il sostentamento del mezzo, e da una serie di coppie di ruote metalliche disposte a V che insistono sulla rotaia guidando quindi la vettura. Per ogni coppia di pneumatici sono presenti due coppie di ruote metalliche. Il veicolo non ha nessuna possibilità di circolare svincolato dalla rotaia ed è pertanto privo di sterzo; per l'alimentazione elettrica dalla linea aerea è presente un normale pantografo di tipo tranviario. Il sistema, ovviamente, prevede scambi ed incroci, realizzati in due diversi modelli: un modello presenta una coppia di spezzoni rigidi di rotaia, uno per il corretto tracciato e l'altro per la deviata, l'altro modello è invece costituito da un unico spezzone flessibile. Gli incroci presentano invece un breve tratto di rotaia girevole che può quindi allinearsi lungo uno o l'altro percorso a seconda delle esigenze.

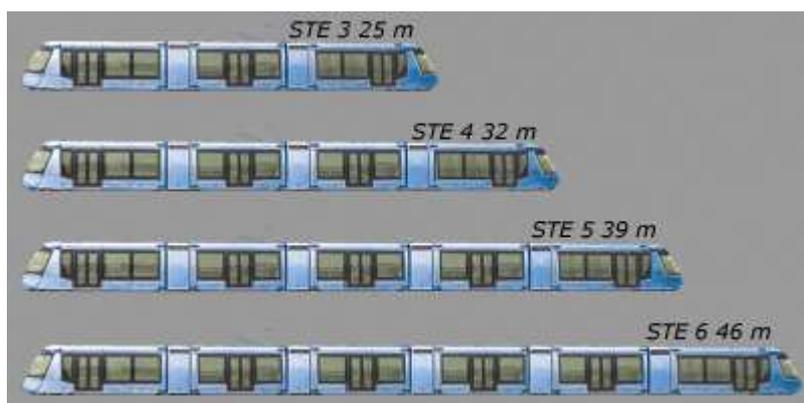


Scambio a rotaia unica flessibile. Scambio a due rotaie rigide. Incrocio.

Il veicolo

È in produzione un solo veicolo, denominato STE, di concezione modulare: ogni veicolo presenta un elemento dotato di cabina di guida ad ogni estremità più un certo numero (o nessuno) di elementi centrali, il tutto collegato da articolazioni. Le combinazioni possibili sono:

- STE2 (2 elementi, lunghezza 18 m, non commercializzato)
- STE3 (3 elementi, 25 m)
- STE4 (4 elementi, 32 m)
- STE5 (5 elementi, 39 m)
- STE6 (6 elementi, 46 m)



Inoltre è possibile accoppiare in doppia trazione a comando multiplo due STE3, ottenendo un treno con lunghezza totale di 51 m. Larghezza ed altezza sono rispettivamente di 2.20 m e 2.89 m, mentre il pianale ha un'altezza di 25 cm da terra. Il complesso di pneumatici e ruote di guida è posto sotto ad entrambe le cabine di guida ed in corrispondenza di ogni articolazione. Completa la dotazione

del veicolo un gruppo di accumulatori che permette la circolazione del mezzo a pantografo abbassato per brevi tratte.

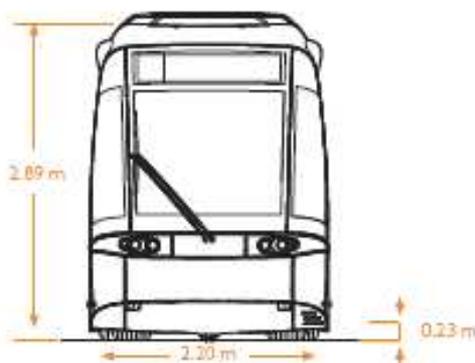
Sono inoltre esistenti altri due modelli, non commercializzati, denominati S e ST. Il modello S ha la particolarità di poter circolare svincolato dalla rotaia ed è pertanto dotato di sterzo; inoltre è stata anche studiata la possibilità di dotarlo di coppie di aste analogamente ai filobus per poter circolare comunque a trazione elettrica al di fuori della via guidata, analogamente al TVR di Nancy (Francia).

Caratteristiche principali:

- A differenza delle altre tranvie utilizzate in passato e caratterizzate dal doppio binario, il translohr è caratterizzato da una rotaia unica centrale alla quale il mezzo è vincolato tramite dei rulli disposti a V, ognuno dei quali esercita sulla rotaia stessa un carico di 75 kg, mentre le spinte orizzontali e verticali sono assorbite dai pneumatici.



- Il translohr ha un ingombro ridotto: con una larghezza di 2.20 m e un'altezza di 2.89 m, questo mezzo ha un ingombro laterale inferiore a quello di un autobus. Ciò consente un miglior inserimento ed una migliore ripartizione dello spazio in città.



- il ridotto raggio di curvatura, di 10,5 m alla rotaia per tutti i modelli, permette un'elevata agilità di manovra e una facile inserzione anche in strade e curve particolarmente strette.



- correndo su ruote di tipo pneumatico e non su rotaie o binari come i tram tradizionali, il translohr permette di superare anche forti pendenze (13%) e garantire silenziosità e comfort dei passeggeri: la limitazione del rumore è favorita, oltre che dalle ruote in gomma anziché dell'assale con ruote in acciaio della tranvia tradizionale, dall'assenza di contatto ferro su ferro in quanto le facce interne dei rulli sono ricoperte da una banda in materiale composito.



- E' bidirezionale per permettere il movimento in entrambi i sensi di marcia.



- grazie alla caratteristica modulare che permette di accoppiare più elementi a formare i vari modelli (STE 3, STE 4, STE 5, STE 6), viene garantita una grande capacità di trasporto, da 127 a 255 persone per convoglio (4 p/m²).
- Il pianale ribassato a 25 cm dal suolo permette una grande accessibilità: infatti risultando le banchine di fermata di un'altezza di 23 cm, viene garantito l'accesso a raso al veicolo, particolarmente comodo per persone su sedia a rotelle;

Modello		STE 3	STE 4	STE 5	STE 6
Velocità massima	Km/h	70			
Tensione di alimentazione nominale	V	750			
Bidirezionalità		si			
Larghezza massima (altre larghezze in fase di sviluppo)	m	2,20			
Altezza massima (pantografi esclusi)	m	2,89			
Altezza pianale rispetto al piano stradale	m	0,25			
Raggio di volta minimo	m	10,50 sull'asse della rotaia			
GLO (Sagoma limite)	m	5,40 in doppia corsia			
Assali motorizzati		2	2	Motorizzazione supplementare	
Lunghezza totale	m	25	32	39	46
Numero di moduli passeggeri		3	4	5	6
Numero di assi		4	5	6	7
Porte (aperture 1,3m x 1,95m)	Nb	2x3	2x4	2x5	2x6
Capacità	4 p/m ²	127	170	213	255
	6 p/m ²	178	238	298	345

CAPITOLO 1: Il caso di Venezia - Mestre



Vettura tipo STE4 a Venezia-Mestre.

1.1 I MOTIVI DI UNA SCELTA

La dimensione assunta dal problema dell'inquinamento ha reso necessaria l'adozione di efficaci politiche di riduzione delle emissioni inquinanti.

L'Italia nel 1997, con l'adesione al Protocollo di Kyoto, confermato nel 2002 a Johannesburg, ha assunto un impegno a livello Europeo in tal senso.

Questo impegno per produrre gli effetti desiderati deve trovare riscontro a livello locale: infatti una componente dominante dell'inquinamento è direttamente imputabile al comparto della mobilità, di cui quella urbana rappresenta il fattore principale. In particolare sono i veicoli a motore la principale fonte dell'inquinamento atmosferico cronico nell'area urbana e del deterioramento del clima sonoro. Le città possono agire dunque su due fronti per migliorare il problema dell'inquinamento: limitare l'afflusso dei veicoli privati e conseguentemente potenziare l'offerta di trasporto pubblico.

Le soluzioni fino ad oggi adottate sono state molteplici, ad esempio, il blocco della circolazione, la chiusura dei centri storici e le targhe alterne, ma come espresso nel PGTU (Piano Generale del Traffico Urbano, giugno 2002) di Mestre e Marghera:

"non possono essere previsti solo interventi di emergenza, né si possono riporre unicamente sull'innovazione tecnologica le aspettative di un risanamento complessivo. Alle misure promosse dai PGTU biennali, integrate da una attenta politica di controllo delle emissioni inquinanti e dalla pianificazione degli specifici provvedimenti di disincentivo del mezzo privato (domeniche ecologiche, targhe alterne, ecc.), va associata una strategia di interventi strutturali che valorizzi tutti i modi di trasporto a basso impatto ambientali".

La scelta dunque di realizzare nella città di Mestre un trasporto pubblico elettrico risulta necessaria poiché contribuisce all'abbattimento delle emissioni inquinanti a livello atmosferico ed acustico, fornendo una valida alternativa al trasporto privato.

Tra le varie opzioni di trasporto elettrico il tram risponde molto bene alle esigenze delle città contemporanee, ed infatti, sta vivendo nell'ultimo decennio un'espansione a livello globale.

1.2 CENNI STORICI

Fino agli anni '30 diverse direttrici afferenti al Centro di Mestre erano servite dal tram. Nel 1891 fu costituita la Società Anonima Tranvie Mestre-S. Giuliano e furono posati i primi binari su un percorso di 4.3 km per il collegamento tra Piazza 27 Ottobre e S. Giuliano.

Inizialmente il sistema era a trazione animale, poteva trasportare 48 passeggeri e impiegava circa 15' per effettuare il percorso. Successivamente la trazione animale fu sostituita con quella a vapore con consistente aumento della capacità di trasporto grazie alla potenzialità di traino sino a tre vagoni; tuttavia suscitò proteste da parte degli abitanti nelle zone adiacenti il percorso a causa del fumo prodotto dalla locomotiva. Nel 1906 fu quindi introdotta sulla linea Mestre-S. Giuliano la trazione elettrica e da quell'anno i mezzi acquei per Venezia non partirono più da Piazza Barche ma da S. Giuliano.

Già nel 1903 comunque era stato approvato il progetto per la tranvia elettrica e la prima tratta elettrificata (in Mestre ma anche nel Veneto) venne realizzata nel 1905 per collegare Piazza Ferretto (allora Piazza Umberto I) alla Stazione FS. Il sistema ebbe successo e la Società predispose un vasto programma di elettrificazione che oltre alla trasformazione della linea a vapore già esistente comprendeva anche la realizzazione di linee extraurbane.

Le successive linee tranviarie furono quella urbana tra Mestre e Carpenedo entrata in funzione nel 1908; quella extraurbana tra Mestre e Treviso, lunga 18,5 km con due tratti a doppio binario per l'incrocio dei convogli a Mogliano e a Preganziol, che richiese lo scavalco di due attraversamenti ferroviari (località Favorita e stazione FS di Treviso) ed entrò in esercizio nel 1909; quella extraurbana tra Mestre e Mirano completata nel 1912, lunga 11,2 km, a semplice binario (con binario di incrocio a Chirignago e Spinea) che richiese il superamento di tre linee ferroviarie.

Dopo la costruzione del Ponte automobilistico translagunare (lavori conclusi nell'aprile del 1933), il collegamento di trasporto pubblico tra Mestre e Venezia fu realizzato con un sistema filoviario, mezzo innovativo particolarmente utilizzato in quegli anni negli Stati Uniti e in Inghilterra. Il nuovo

mezzo soppiantò anche il tratto di tranvia tra Mestre e S. Giuliano realizzando per la prima volta un collegamento diretto tra Piazza Barche e Venezia.

La gestione della linea fu affidata alla Società Anonima Tranvie di Mestre, la realizzazione della linea aerea e dell'equipaggiamento elettrico delle vetture alla Compagnia Generale di Elettricità (CGE) e la costruzione delle 15 vetture necessarie per l'esercizio della linea alla Fiat.

Il filobus, concepito in epoca successiva al tram e quindi più confortevole e funzionale di quest'ultimo (sedili imbottiti, una maggior velocità e accelerazione), portò ad un ampliamento della rete urbana di Mestre (Marghera, via Bissuola, via Piave) e alla modifica delle vecchie linee tranviarie Mestre - Mirano e Mestre - Treviso che, rispettivamente dal 1937 e dal 1938, furono esercite con i filobus. In questo periodo (1933) la Società Tranvie Mestre mutò la sua denominazione in Società Filovie Mestre (SFM).

Per Mestre, si riprende a parlare di sistema tranviario nel 1992 nel “Piano della Mobilità di Mestre e Marghera”, dove veniva proposta una rete per certi versi simile a quella dei primi del 900, realizzata cioè sulle principali direttrici di adduzione all'area centrale e con il superamento delle linee ferroviarie su Miranese, Castellana e Terraglio.

1.3 LE LINEE

Per la città di Mestre il percorso è costituito da due linee tranviarie per un totale di 20 km:

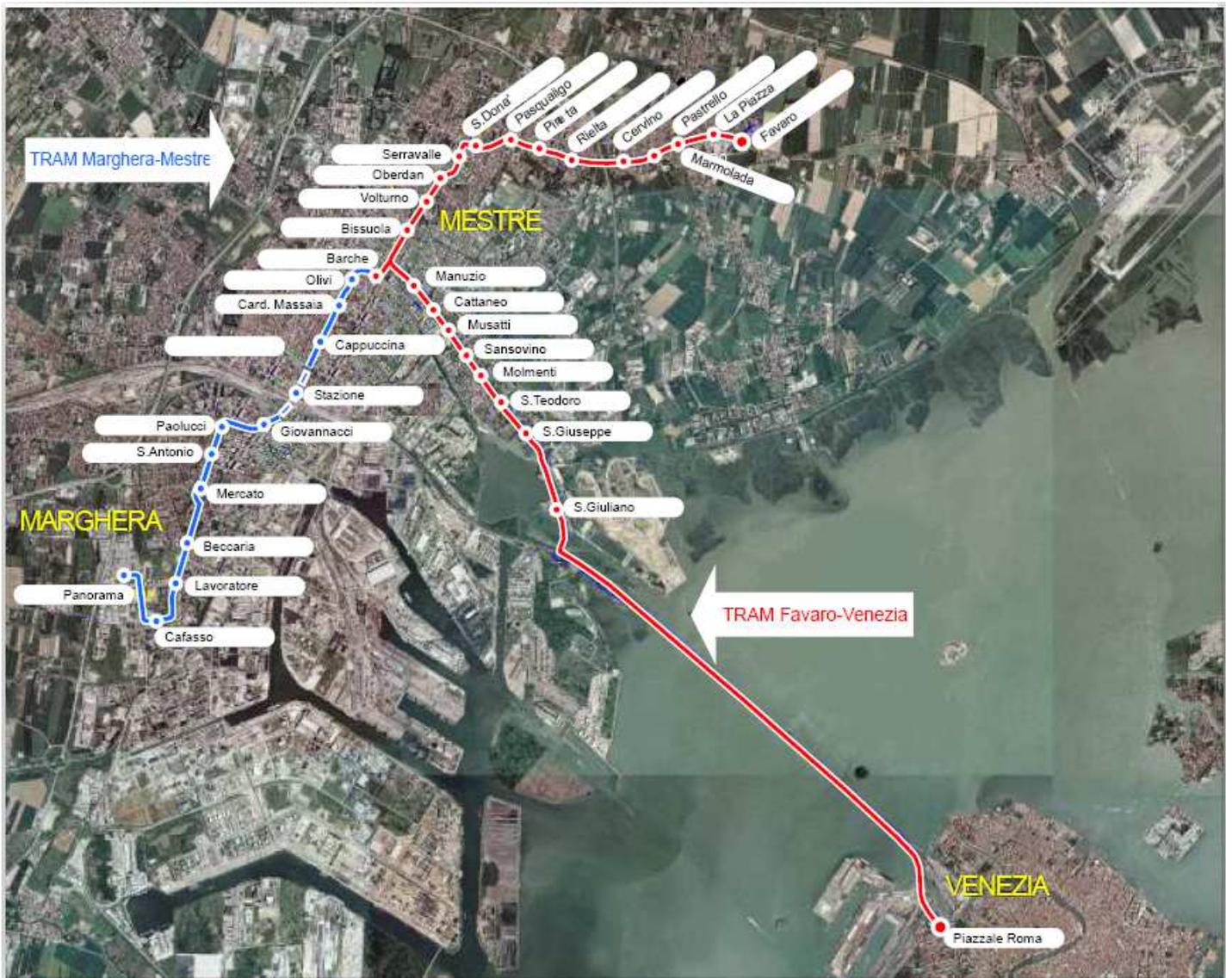
- **Linea 1:**

Il tracciato prevede una percorrenza di oltre 14 Km con la localizzazione di 23 fermate, capolinea localizzati in Favaro Veneto - Via Monte Celo e Venezia, punto d'interscambio con la linea due in centro Mestre e frequenza del servizio ogni 5 minuti.

- **Linea 2:**

Il tracciato prevede una percorrenza di circa 6 Km con localizzazione di 17 fermate, capolinea localizzati in Marghera zona Panorama e centro Mestre zona interscambio, frequenza del servizio ogni 7 minuti.

Si prevede di realizzare entro fine 2009 la tratta Favaro-Mestre della linea 1 e Mestre-Marghera della linea 2, mentre per la tratta Mestre-Venezia si prevede la conclusione dei lavori entro fine 2011, a causa della necessità di costruzione di un cavalcavia a S.Giuliano e di realizzare il supporto della guida sul Ponte della Libertà.



Tra le possibili future implementazioni di lungo periodo, il collegamento dell'aeroporto M. Polo (tratta Favaro-Tessera) e un prolungamento in galleria sublagunare (Tessera-Murano-Ospedale-Arsenale).



- Sottopasso:

Il sottopasso (450 m), che sarà realizzato sotto il parco ferroviario di Mestre, costituirà il punto di connessione tra le aree di Mestre stessa e Marghera e permetterà l'interscambio tra le due linee previste e il loro raccordo sia con le ferrovie che con i bus ordinari.

- Deposito:

E' ubicato nell'area retrostante il capolinea di Favaro e la superficie complessivamente occupata è pari a circa 19.000 mq.

All'interno di tale area saranno realizzati il ricovero dei veicoli e l'officina di manutenzione.

Il gestore dell'opera è **PMV SpA**, Società del Patrimonio per la Mobilità Veneziana, nata nel dicembre 2003 a seguito di un atto di scissione di ACTV SpA che aveva lo scopo di separare l'attività di esercizio del trasporto pubblico dalla proprietà delle infrastrutture.

A PMV sono stati pertanto conferiti tutti i beni costituenti le reti, gli impianti e le altre dotazioni patrimoniali destinate all'effettuazione del trasporto pubblico come ad esempio gli approdi del servizio di navigazione nella laguna di Venezia, le pensiline di fermata del servizio bus in terraferma, depositi e aree di parcheggio. Pmv cura anche il rinnovo delle strutture e la costruzione di nuovi *asset* destinati al trasporto pubblico locale come appunto la rete tranviaria e i nuovi terminal per il servizio della Navigazione nel centro storico.

A differenza della città di Padova, in cui sono in esercizio veicoli tipo STE 3, per le città di Mestre e Venezia sono previste 20 vetture tipo STE4.

I veicoli sono costruiti combinando moduli standard: i moduli di estremità (ME) sono le cabine di guida, che montano gli assi motori con dispositivi di guida. Essendo il veicolo bidirezionale, i due moduli ME sono identici e dispongono di tutti i comandi necessari all'esercizio; I moduli passeggeri (MP) sono sia imbullonati ai moduli di estremità da un lato e articolati al modulo d'intercircolazione (MI), sia articolati da entrambi i lati ai moduli di intercircolazione, che montano gli assi portanti.

I moduli d'intercircolazione permettono il passaggio da un modulo passeggeri all'altro.

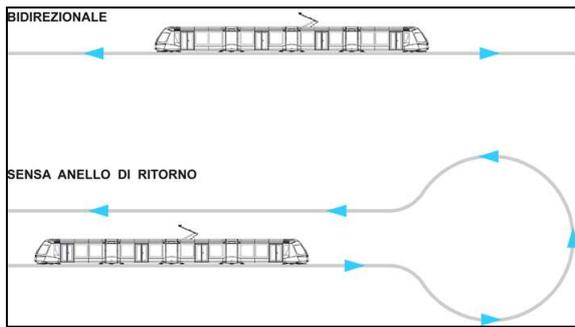
1.4 CONFIGURAZIONE DEL TRANSLOHR STE 4

Il Translohr STE 4 si compone di:

- 2 moduli di estremità;
- 4 moduli passeggeri;
- 3 moduli di intercircolazione.

Il veicolo Translohr STE è un veicolo bidirezionale, con due cabine di guida identiche e porte su entrambi i lati. La bidirezionalità presenta grandi vantaggi:

- gestione molto semplice dei veicoli nel parcheggio;
- gestione del deposito e manovre semplificate;
- possibilità di esercizio in caso di cambio del senso di marcia per incidente sulla linea;
- capolinea facilitato;
- possibilità di prolungamento linee senza costi supplementari, possibilità di messa in fase dei lavori;
- esercizio parziale di una linea molto carica.
- capolinea facilitato senza anello di inversione quindi necessità di uno spazio ridotto.



Vantaggi della bidirezionalità al capolinea.

CAPITOLO 2: La sicurezza strutturale

La valutazione della sicurezza strutturale è il primo passo del processo progettuale che condiziona tutte le scelte successive, in particolare il dimensionamento delle strutture, i rischi assunti e i costi in genere.

I livelli di rischio prefissati dalla normativa rendono il progettista direttamente responsabile delle scelte sulla sicurezza avendo egli la facoltà di scelta sul metodo di progetto da adottare.

Definendo le caratteristiche del sistema portante, ovvero i tipi di materiali da impiegare, la forma della struttura le dimensioni ed i vincoli, il progettista deve garantire alla costruzione durante la sua vita utile di servizio esigenze di resistenza, stabilità dell'equilibrio, efficienza funzionale e durabilità.

A tale scopo, con l'utilizzo di procedure di analisi strutturale, si controlla che siano soddisfatti i requisiti minimi richiesti con un prefissato margine di sicurezza che risulta necessario date le caratteristiche aleatorie delle azioni e delle resistenze, essendo variabili soggette a fluttuazioni non prevedibili, e le incertezze sui modelli di calcolo che si adottano.

La sicurezza di una struttura nei confronti di un evento può essere genericamente valutata confrontando la capacità della struttura (o capacità di prestazione) **R** con la sollecitazione (o domanda di prestazione) **S** determinata dalle azioni esterne. Le grandezze a confronto devono essere omogenee (ad es. tensioni, sollecitazioni, deformazioni).

La verifica si intende soddisfatta allorché si verifichi la seguente disuguaglianza:

$$\mathbf{S} \leq \mathbf{R}$$

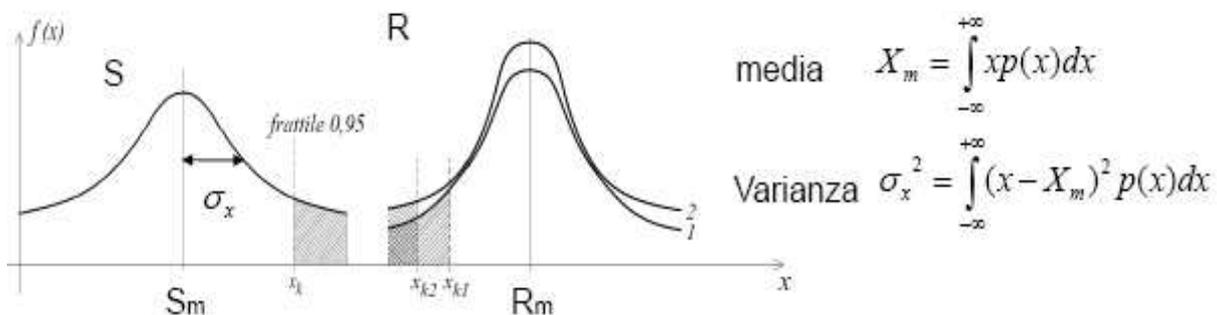
Come detto però queste grandezze sono intrinsecamente aleatorie (ad es. resistenza del calcestruzzo, dell'acciaio, ecc.) o dipendono da grandezze aleatorie (ad es. momento ultimo di una sezione inflessa).

Pertanto per valutare il grado di sicurezza di una struttura occorre esprimere la disuguaglianza precedente in termini di probabilità di accadimento:

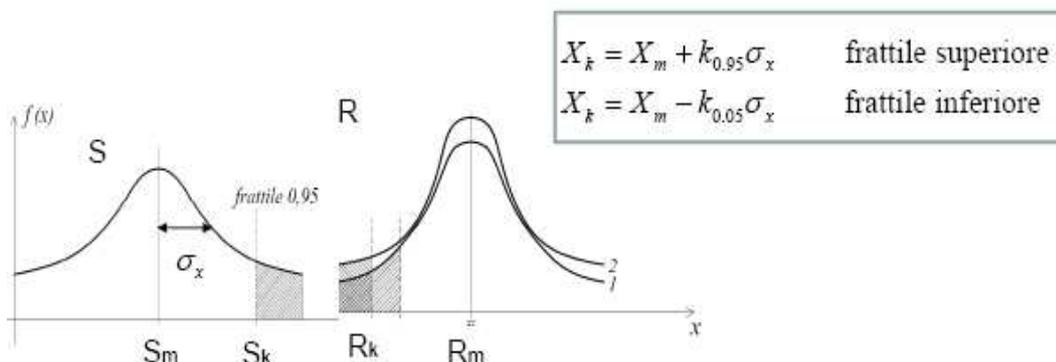
$\Pr(\mathbf{R} \leq \mathbf{S}) = \Pr(\mathbf{R} - \mathbf{S} \leq 0) \leq \Pr^*$, dove $\Pr(\mathbf{R} \leq \mathbf{S})$ è la probabilità di accadimento dell'evento $\mathbf{R} \leq \mathbf{S}$, ovvero $\mathbf{R} - \mathbf{S} \leq 0$ e \Pr^* è la probabilità massima accettabile per tale evento.

Il valore di \Pr^* viene generalmente scelto in funzione del rischio che si vuole assumere ed è generalmente espressa con riferimento ad un arco temporale di un anno.

Il problema può in realtà essere affrontato su vari livelli. Ad esempio si può far riferimento ai soli valori medi di \mathbf{R}_m ed \mathbf{S}_m . Ciò comporta una grossolana approssimazione in quanto non si tiene conto della dispersione di tali grandezze. Per tale motivo si preferisce far riferimento a valori che aumentano la probabilità di accadimento. Tali valori sono denominati *valori caratteristici*.



Per l'azione S si fa riferimento al frattile superiore 95% mentre per la resistenza R si fa riferimento al frattile inferiore 5%. Questi valori sono soggetti a coefficienti di sicurezza che ne aumenta la probabilità di accadimento:



Poiché non è sufficiente tenere conto delle aleatorietà delle resistenze e delle azioni, essendoci ulteriori cause di incertezza quali ad esempio eventuali deviazioni dalle leggi di distribuzione statica che si sono assunte per il calcolo dei valori caratteristici, ovvero difetti di esecuzione ed incertezze sui modelli di calcolo, è necessario utilizzare dei coefficienti di sicurezza.

Tre possibilità di applicazione di tali coefficienti:

1. passo al valore di calcolo applicando come divisori i coefficienti ai valori caratteristici di resistenza dei materiali: $R_d = R_k / \gamma_m$, è quanto avviene nel *metodo delle tensioni ammissibili*;
2. applico i coefficienti moltiplicandoli per i valori caratteristici delle azioni in modo da amplificare la domanda di prestazione caratteristica: $S_d = S_k \cdot \gamma_f$, ciò avviene nel *metodo del calcolo a rottura*;
3. si applicano i coefficienti sia ai valori caratteristici di resistenza dei materiali che alle azioni, passando ai valori di calcolo: $S_d = S_k \cdot \gamma_f$ e $R_d = R_k / \gamma_m$, è quanto avviene nel *metodo degli stati limite ultimi*.

Prima di procedere alla descrizione del metodo degli stati limite, si vuole sottolineare, in accordo alle norme tecniche per le costruzioni del 2005, il concetto di **vita utile di progetto** e di **classi di importanza** per una struttura: infatti quando una variabile di progetto (azione, resistenza) dipende dal tempo, la sua modellazione probabilistica è influenzata dal “periodo di riferimento”, funzione della vita utile di progetto della struttura.

La vita utile di progetto di una struttura è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Indicativamente la vita utile di progetto delle diverse tipologie di strutture è quella riportata nella Tabella 2.5.I.

Tab. 2.5.I – Vita utile di progetto per diverse tipologie di struttura

VITA UTILE DI PROGETTO (anni)	TIPOLOGIA DI STRUTTURA
10	Strutture provvisorie – Strutture in fase costruttiva
≥10	Componenti strutturali sostituibili (giunti, appoggi, ecc.)
50	Strutture di Classe 1
100	Strutture di Classe 2

Il Committente e/o il Progettista devono dichiarare nel progetto la vita utile della struttura.

I livelli di sicurezza da garantire devono essere precisati in termini di probabilità annua di collasso e si esprimono imponendo un limite superiore al valore accettabile di tale probabilità. I loro valori risultano da un compromesso con valutazioni economiche e sono condizionati all'ipotesi di garanzie di qualità in costruzione e mantenimento, tali da escludere la possibilità di errori grossolani.

Le costruzioni sono suddivise in due classi di importanza così definite:

- **Classe 1:** vita utile 50 anni, periodo di ritorno da considerare per i fenomeni naturali coinvolti 500 anni. Riguarda le costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.

Industrie con attività non pericolose, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione non provoca situazioni di emergenza.

- **Classe 2:** vita utile 100 anni, periodo di ritorno da considerare per i fenomeni naturali coinvolti 1000 anni. Riguarda le costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi, industrie con attività pericolose per l'ambiente, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza e costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, sociali essenziali.

La scelta di appartenenza ad una classe è compito del Committente di concerto con il Progettista, secondo gli indirizzi dati dalla presente norma, e deve essere espressamente dichiarata in progetto.

Tempi di "vita utile" maggiori di 100 anni (es. 200 anni), possono adottarsi per strutture di eccezionale dimensione, costo o rischio. In tal caso appositi studi vanno eseguiti per definire le azioni, con riferimento a periodi di ritorno di almeno 10 volte la vita utile.

Ciascuna delle due classi è suddivisa in due sottoclassi in funzione del costo relativo (Alto, Basso) di misure migliorative della sicurezza, inteso come rapporto tra costo necessario a migliorare il livello di sicurezza della costruzione e costo di costruzione.

Limite superiore della probabilità di collasso annua per diverse situazioni SLU

Costo relativo di misure migliorative della sicurezza	CLASSE 1	CLASSE 2
	\underline{P}_c	\underline{P}_c
Alto	$\leq 1 \cdot 10^{-4}$	$\leq 1 \cdot 10^{-5}$
Basso	$\leq 1 \cdot 10^{-5}$	$\leq 1 \cdot 10^{-6}$

Limite superiore della probabilità di collasso annua per diverse situazioni SLE

Costo relativo di misure migliorative della sicurezza	\underline{P}_c
Alto	$\leq 1 \cdot 10^{-1}$
Basso	$\leq 1 \cdot 10^{-2}$

2.1 METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

Il metodo agli stati limite (detto semiprobabilistico) è attualmente uno dei metodi di calcolo utilizzati nella progettazione strutturale più diffusi in Europa, previsto dalla legislazione italiana e dall'Eurocodice.

In Italia, con l'introduzione delle nuove normative tecniche, esso tende a sostituire il vecchio metodo di progettazione alle tensioni ammissibili (T.A.), che tuttavia è ancora ammesso. Gli stati limite possono essere definiti come particolari stati di tensione/sollecitazione/spostamento che, se raggiunti, corrispondono alla perdita di una o più caratteristiche di progetto, tra cui la funzionalità dell'opera.

Il metodo semiprobabilistico agli stati limite si pone l'obiettivo di considerare più ampiamente il campo di analisi della resistenza dei materiali e quello della combinazione dei carichi, al costo di aumentare non solo la complessità delle operazioni di calcolo richieste all'ingegnere, ma anche lo studio e la caratterizzazione dei diversi materiali da costruzione.

Il coefficiente di sicurezza, originariamente inteso in termini globali ed applicato al rapporto tra tensione ammissibile e tensione agente, con il nuovo metodo non è più unico, ma sono stati definiti molteplici coefficienti parziali, applicati alle azioni sollecitanti, alle resistenze dei materiali, alla presenza di fattori di degrado ed altro ancora, con la possibilità sia di differenziare i valori di ognuno di essi (e quindi applicare coefficienti inferiori a parametri con minore incertezza), sia di controllare l'intero processo di progettazione, intervenendo in maniera mirata nella fase che eventualmente non dovesse verificare i limiti o le prestazioni fissate dalla normativa.

Il metodo è detto semiprobabilistico perché i coefficienti di sicurezza imposti sono determinati, a monte, tenendo conto delle distribuzioni statistiche della resistenza dei singoli materiali e delle combinazioni dei carichi, e imponendo che la probabilità congiunta (probabilità che due eventi si verificano contemporaneamente è pari alla probabilità di uno dei due eventi moltiplicato con la probabilità dell'altro evento condizionato al verificarsi del primo) di raggiungimento di un carico e

di raggiungimento dello stato limite pericoloso sia ridotta al minimo (inferiore ossia ad una certa soglia, comunque prossima allo zero). Il metodo di calcolo non è probabilistico ma deterministico, tuttavia sono probabilistici i criteri adottati a monte per determinarne alcuni dei coefficienti empirici.

Gli stati limite sono distinti in due categorie:

Stato limite ultimo (S.L.U.), che prende in esame le azioni che portano l'intera struttura, o parte di essa, al collasso.

Stato limite di esercizio (S.L.E.), che prende in esame il raggiungimento di un livello di deformazione e di tensione che inibisce il normale utilizzo della struttura per attività industriali, commerciali o per l'abitabilità.

Lo stato limite di esercizio può essere superato per un periodo di tempo breve, oltrepassato il quale la struttura torna nelle condizioni di esercizio normali, oppure può essere superato per un tempo indefinito. In questo caso la struttura, pur non collassando, non può essere più utilizzata e si parla di *Stato limite di danno* (S.L.D.).

La progettazione, in accordo con le normative, mira a realizzare strutture che abbiano un sufficiente grado di sicurezza nei confronti di queste due situazioni limite, che vanno studiate in modo differente, imponendo azioni sollecitanti differenti, verificandole infine con criteri appropriati e spesso peculiari al contesto.

Carichi e combinazioni di carichi

Utilizzando il *Metodo Semi-Probabilistico agli Stati limite (SLU)* è fatto obbligo di determinare la combinazione dei carichi (permanententi e variabili) più sfavorevole, in grado cioè di provocare le sollecitazioni massime. Tale operazione porta alla individuazione dei carichi di progetto F_d :

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \left[Q_{ik} + \sum_{i=1}^n \psi_i Q_{ik} \right]$$

combinando con opportuni coefficienti (γ_g, γ_q) i carichi permanententi e accidentali che trasformano i valori caratteristici in valori di calcolo. I pedici k stanno ad indicare che le grandezze sono considerate con i loro valori caratteristici. Dai carichi F_d con analisi lineari si determinano le sollecitazioni di progetto S_d .

Carichi e Combinazioni di Carichi (costruzioni in c.a.) SLU

Stati Limite Ultimi <i>EC2 – punto 2.3.3</i>			Stati Limite Ultimi <i>D.M. 14.09.05 – punto 5.1.2.1</i>		
	Se a favore di sicurezza	Se il contributo aumenta la sicurezza		Se a favore di sicurezza	Se il contributo aumenta la sicurezza
γ_g	1.4	1.0	γ_g	1.4	0.9
γ_q	1.5	0	γ_q	1.5	0
ψ_{0i}	Carichi Variabili abitazioni	0.7	ψ_{0i}	Carichi Variabili abitazioni	0.7
	Uffici, negozi, scuole, autorimesse	0.7		Uffici, negozi, scuole, autorimesse	0.7
	Autorimesse	0.7		Magazzini, depositi	1.0
	Carichi neve, vento	0.7		Carichi neve, vento	0.6

Per gli *stati limite di esercizio (SLE)* si devono prendere in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_{k1} + \gamma_q \sum_{i=1}^n \psi_{0i} Q_{ik} \quad \text{Combinazione Rara}$$

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \psi_{11} Q_{k1} + \gamma_q \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ik} \quad \text{Combinazione Frequente}$$

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ik} \quad \text{Combinazione quasi Permanente}$$

Carichi e Combinazioni di Carichi (costruzioni in c.a.) SLE

Stati Limite di Esercizio <i>EC2 – punto 2.3.4</i>			Stati Limite di Esercizio <i>D.M. 14.09.05 – punto 5.1.2.2</i>		
	Se a favore di sicurezza	Se il contributo aumenta la sicurezza		Se a favore di sicurezza	Se il contributo aumenta la sicurezza
γ_a	1.0	1.0	γ_g	1.0	0.9
γ_q	1.0	0	γ_q	1.0	0
ψ_{1i}, ψ_{2i}	Carichi Variabili abitazioni	0.5, 0.2	ψ_{1i}, ψ_{2i}	Carichi Variabili abitazioni	0.5, 0.3
	Uffici, negozi, scuole, autorimesse	0.6, 0.3		Uffici, negozi, scuole, autorimesse	0.7, 0.6
	Magazzini, depositi	0.7, 0.6		Magazzini, depositi	0.9, 0.8
	Vento	0.2, 0.0		Vento	0.2, 0.0
	Neve	0.2, 0.0		Neve	0.3, 0.1

La presente tesi riguarda il calcolo strutturale della pensilina di sosta tranviaria del tipo utilizzato per la linea di Mestre.

CAPITOLO 3: Caratteristiche geometriche delle fermate e materiali utilizzati

3.1 BANCHINA

3.1.1 Caratteristiche e dimensioni geometriche

La verifica puntuale compiuta sul posizionamento del progetto preliminare, considerando anche l'ampliamento dello sviluppo in lunghezza della banchina dai 22m ai 28m, ha comportato lo spostamento di qualche decina di metri per alcune fermate. Questo criterio è stato adottato soprattutto per evitare le interferenze con gli accessi carrai ed, ove possibile, anche con quelli pedonali. Fanno eccezione alcuni casi particolari (Pastrello, Volturmo, Serravalle, Oberdan, Sernaglia, Carducci) ove la lunghezza della banchina è stata ridotta a 22m per evidenti condizione di interferenza con gli accessi esistenti..Il criterio adottato per la larghezza, invece, è stato quello di garantire comunque un passaggio pedonale retrostante di almeno 1,00m e due corsie stradali da 3,50m nel caso di fermate a lato della sede tranviaria e stradale, mentre quello di rispettare la distanza minima prevista nel caso di ostacoli discontinui di altezza maggiore ai 30cm (cfr. Norma UNI 7156/72) prevedendo un ulteriore allargamento di 50cm rispetto alla misura minima di 2,00m, nel caso di fermate ubicate tra la sede del tram ed una corsia di marcia per il traffico privato e il bus. Seguendo questo criterio la larghezza della banchina varia da un minimo di 2,50m ad un massimo di 3,00m (ove è stato possibile si è optato per la seconda misura per rendere più comoda possibile l'attesa del mezzo pubblico). Le uniche due fermate per le quali non è stato possibile garantire la larghezza minima pari a 2,50m sono state S. Antonio e Paolucci. Per tali fermate si è scesi alla misura di 2,00m..

Le caratteristiche geometriche medie della banchina, pertanto, risultano essere pari a 28,00m in lunghezza per 2,50/3,00m in larghezza. La lunghezza di 28,00m consente l'apertura in banchina delle porte di estremità del modello Trans-Lohr STE4 (di lunghezza complessiva pari a 32m).

Ogni banchina è dotata di due pozzetti in cls prefabbricato dim. int. 50x50cm collegati ciascuno da rispettivamente due cavidotti PVC 160 alla linea tranviaria principale interrata. Il primo funge da predisposizione per un'eventuale futura installazione della biglietteria

automatica, mentre il secondo serve il quadro elettrico di fermata alloggiato all'interno della pensilina.

Per quanto concerne l'illuminazione, è prevista la sola illuminazione artificiale al di sotto della pensilina, mentre all'esterno viene mantenuta la pubblica illuminazione esistente (previo spostamento dei pali che interferiscono con la fermata). Non viene rispettato il requisito richiesto dal disciplinare di gara, perché la misura di 100 lux risulta eccessiva ed oltre tutto non rispetta il Codice della Strada che prevede per le strade urbane un'illuminazione massima di 2 candele/mq (corrispondenti a 20-25 lux. Si pensi che si arriva ad un massimo di 3 candele/mq, pari a 40 lux solo nei caselli autostradali).

Gli attraversamenti pedonali vengono realizzati a raso in quanto quelli rialzati non sono compatibili con lo scarto massimo del mezzo Trans-Lohr, pari a c.a. +/- 2cm. Comunque, tali attraversamenti, vengono sempre protetti da isole spartitraffico rialzate a bordo della carreggiata tranviaria e stradale.

3.1.2 Superamento barriere architettoniche

Le banchine risultano rialzate rispetto alla piattaforma tranviaria e stradale di un'altezza pari a 23cm. Tale dislivello, oltre a rappresentare un elemento di sicurezza per i pedoni durante l'attesa alla fermata nei confronti degli altri flussi veicolari, consente un agevole accesso per gli utenti che salgono e scendono dal tram. Infatti l'estradosso del pianale rialzato del Trans-Lohr si trova alla quota di +25cm rispetto al piano viabile. In questo modo viene rispettata appieno la normativa vigente sul superamento delle barriere architettoniche (D.M. 14/06/89 n. 236 – *“Prescrizione tecniche necessarie a garantire l'accessibilità, l'adattabilità e la visibilità degli edifici privati e di edilizia residenziale pubblica sovvenzionata e agevolata, ai fini del superamento e dell'eliminazione delle barriere architettoniche”*) che identifica (cfr. art. 8 par. 8.2.1.) in 2,5cm il dislivello ottimale tra il piano del percorso del disabile e del pianale del veicolo. Rimanendo sull'argomento del superamento delle barriere architettoniche, tutte le banchine sono dotate di almeno una rampa di accesso che non supera la pendenza dell'8% e di larghezza minima pari a 1,50m, per consentire il transito di una persona su sedia a ruote e l'incrocio di due persone ((D.M. 14/06/89 n. 236 cfr. art. 8 par. 8.1.11.).

Inoltre, a dotazione di ciascuna fermata, per raccordarsi ai percorsi pedonali esistenti, vengono realizzati nuovi marciapiedi in sede protetta di larghezza minima pari a 1,50m, rialzati di 12cm rispetto al piano viabile o protetti da apposite aiuole spartitraffico di larghezza superiore ai 50cm (anch'esse rialzate di 15cm rispetto alla piattaforma stradale).

Tali nuovi marciapiedi vengono collegati tra loro, e con gli esistenti, mediante attraversamenti pedonali a raso di larghezza minima pari a 2,50m (DPR 28/12/92 – “Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada”) e resi sicuri mediante la protezione con aiuole rialzate spartitraffico e nel contempo accessibili mediante la realizzazione di rampe con pendenza inferiore all’8%..

In corrispondenza delle rampe e degli attraversamenti pedonali sono previsti dei paletti dissuasori per impedire la sosta abusiva.

3.1.3 Caratteristiche della pavimentazione

Per quanto riguarda le caratteristiche della nuova sovrastruttura della piattaforma, si è optato per una pavimentazione di facile esecuzione, che garantisce un buon rapporto durabilità/costo, di immediata percezione visiva e non disdegna anche l’aspetto estetico e limita l’impatto dell’inserimento ambientale.

Il pacchetto di sovrastruttura della banchina prevede la seguente suddivisione:

- geotessile con resistenza sup. a 500N/5cm;
- 30 cm di fondazione in stabilizzato;
- 15 cm di massetto in cls Rck250 armato con doppia rete elettrosaldata diam. 8mm, pigmentato e trattato superficialmente;

per uno spessore complessivo di 45 cm.

La sovrastruttura della banchina è contenuta perimetralmente da un cordolo prefabbricato in cls delle dimensioni pari a 12/15-h30cm che viene colorato lato sede tranviaria e stradale con una resina di colore giallo per segnalare con più efficacia la fermata facilitandone il riconoscimento sia di giorno che di notte. Sia per motivi di visibilità, sia per rispondere alle esigenze di inserimento nell’ambiente circostante, limitandone l’impatto, anche la piattaforma della banchina viene pigmentata con quattro gamme di colori. Una fascia di circa un metro sviluppata per tutta la lunghezza della banchina, lato marciapiede, riprende la colorazione rosso bronzea del tram e rimane inalterata per tutte le fermate, mentre la rimanente porzione lato sede tranviaria può assumere quattro colorazioni in dipendenza del tipo di pavimentazione circostante: marrone “testa di moro” nel caso in cui le sovrastrutture esistenti adiacenti fossero in porfido (è la situazione di P.le Roma, Mercato o Carducci), varie gradazioni di verde o di rosso nel caso in cui i marciapiedi circostanti risultassero in

“betonella” colorata ed infine varie gradazioni di grigio nel caso in cui le pavimentazioni limitrofe risultassero in conglomerato bituminoso.

Va sottolineato il fatto che tutti gli interventi di realizzazione delle fermate che prevedono il rifacimento e/o l’inserimento di nuovi percorsi pedonali e ciclabili, riprendono sempre il tipo di pavimentazione esistente (porfido, betonelle e conglomerato bituminoso).

La coloritura della pavimentazione in cls consiste essenzialmente in una resinatura previa preparazione della superficie mediante spazzolatura metallica o lavaggio, aspirazione della superficie con apposito mezzo meccanico; successiva stesa a rullo di tre mani di resina epossidica bicomponente e mano finale di rifinitura in resina trasparente di protezione. Tale trattamento viene garantito per una durata di almeno cinque anni, dopodiché si rendono necessari degli interventi di manutenzione.

Nella stessa lavorazione, è inoltre compreso il trattamento di irruvidimento della superficie (mediante spazzolatura metallica o lavaggio), in modo da attribuire alla pavimentazione caratteristiche di sicurezza antridrucciolo.

La piattaforma della banchina presenta una pendenza trasversale pari all’1%, orientata verso la sede tranviaria, che consente un efficiente deflusso delle acque meteoriche.

Le isole rialzate spartitraffico, a protezione degli attraversamenti e percorsi pedonali a raso, vengono realizzate in terreno vegetale sistemato a verde (ove le dimensioni consentono la crescita dell’erba) o in cls magro Rck 150 colorato mediante ossidanti inseriti nell’impasto, il tutto contenuto all’interno di cordoli prefabbricati in cls delle dimensioni pari a 12/15-h30cm.

3.2 PENSILINA

3.2.1 Caratteristiche e componibilità

I criteri che hanno guidato la progettazione delle pensiline sono volti soprattutto a dare loro la dignità di oggetto architettonico senza per questo imporsi conflittualmente sulla morfologia del paesaggio esistente. Peraltro la scelta di dare visibilità al manufatto deriva dalle molteplici esigenze comunicative che esso riveste.

La linea tranviaria si sviluppa lungo un tracciato piuttosto eterogeneo, che, per quanto attraversi un contesto urbano mediamente denso ed omogeneo, relaziona le fermate con contesti differenti. La scelta progettuale di variare le singole fermate non nei materiali, ma

piuttosto nelle declinazioni della trasparenza nasce appunto da questa duplice esigenza: creare un segno forte, o meglio riconoscibile come matrice di un unico tracciato, ma al contempo rispettoso del tessuto esistente. La “parete” in lamiera microforata funziona appunto come un diaframma progettato tenendo conto del contesto particolare: maggiore ad esempio sarà la trasparenza in corrispondenza di un edificio di valore storico o di nodi di scambio, minore in corrispondenza di situazioni urbane confuse o congestionate. Ad esempio la stazione di Piazzale Roma, configurandosi come testata della piazza e come prima immagine della città per chi arriverà con i mezzi pubblici dalla terraferma, è stata pensata come elemento organizzatore dello spazio: elemento architettonico con un tamponamento semitrasparente, ma capace anche di celare la situazione confusa di questo nodo urbano.

Il modulo base coincide con il passo strutturale di 250 cm.: su di esso si impostano tamponamenti, copertura, arredo integrato e illuminazione. Questa dimensione è particolarmente flessibile, in quanto permette di realizzare elementi modulari facilmente trasportabili, montabili e smontabili in caso di manutenzione o di eventuale sostituzione. Inoltre lo schema compositivo a tre moduli, con uno sviluppo totale di 750 cm., riesce a rispondere alle esigenze di tutte le fermate in cui è previsto un afflusso “medio-basso”. Nelle fermate in cui si suppone un traffico pedonale più intenso, come i capolinea e l’interscambio tra le due linee, cinque moduli saranno sufficienti. Lo schema a cinque moduli presenta inoltre una campata centrale solo coperta, non tamponata, in modo da garantire una maggior permeabilità all’utenza senza creare un oggetto di disturbo o ostacolo ai flussi pedonali.

3.2.2 Materiali

La scelta dei materiali di tamponamento è stata effettuata in base ad una logica di trasparenze.

La prima zona, che arriva ad un’altezza di circa 170cm., è pensata come semipermeabile: il tamponamento è in lamiera microforata zincata con forature di diversi diametri in modo da poterne modulare la trasparenza; generalmente la maggior percentuale di forature è concentrata all’altezza dell’occhio dell’osservatore, affinché sia comunque leggibile il contesto anche dalla sede stradale (nel caso ad esempio di vicinanza ad esercizi commerciali o ad edifici di valore storico). Nel caso in cui invece sia necessario occultare una situazione urbana confusa o di scarso pregio si utilizzeranno forature di diametro minore (fino a 2mm.). Questa zona accoglie anche la seduta realizzata in materiale plastico durevole per esterni (tipo ABS), adeguatamente sagomata per il massimo comfort ed accessibilità.

La seconda zona, che arriva ad un’altezza di circa 290cm, è opaca; essa accoglie infatti tutte

le funzioni di comunicazione che richiedono un cablaggio: key map, nome della fermata, display elettronico con informazioni su ritardi e orari, predisposizione per biglietteria automatica ove richiesto. Viene realizzata una scatolatura in lamiera (verniciata della stessa tinta del tram) con pannelli in plexiglas serigrafati retroilluminati con tubi al neon; il plexiglas è montato a filo con la lamiera in modo da non creare spigoli vivi. Verso il marciapiede questa zona si presenterà come una scocca e verso la banchina come un supporto luminoso alle informazioni.

La terza zona è quella della copertura trasparente realizzata con lastre di vetro stratificato di sicurezza, serigrafato in modo da creare una protezione ai raggi solari nei mesi caldi senza però eliminare la trasparenza. La serigrafia diffonde inoltre l'illuminazione integrata della pensilina in maniera uniforme contribuendo a distinguerla nell'ambiente urbano e rendendola chiaramente visibile anche di notte.

La funzione portante è svolta da elementi strutturali in acciaio a sezione complessa. La loro sezione combina un profilo a "T", costante per tutto lo sviluppo, con un tubolare, che si rastrema verso la sommità. Il profilo a "T" accoglie tutti i tamponamenti e i relativi fissaggi in modo da non presentare spigoli vivi e da proteggere i cablaggi da agenti atmosferici e atti vandalici. Questo profilo presenta già le forature per il fissaggio degli elementi ad un passo regolare in modo da facilitare il montaggio. Gli elementi strutturali sono fissati ai plinti mediante una piastra bullonata che ne costituisce l'appoggio.

CAPITOLO 4: Calcolo strutturale della pensilina di sosta in acciaio

4.1 ANALISI DEI CARICHI

Nella determinazione dei carichi agenti sulla struttura, si è fatto riferimento al T.U. “Norme tecniche per le costruzioni” del 2005, dal quale sono tratte le seguenti pagine relative al calcolo dell’azione di neve e vento.

4.1.1 AZIONI DEL VENTO

4.1.1.1 GENERALITÀ

Il vento esercita sulle costruzioni azioni dirette che variano nel tempo e nello spazio provocando in generale effetti dinamici. Per particolari configurazioni strutturali, specificatamente strutture flessibili, possono inoltre essere presenti fenomeni d’interazione fra la risposta strutturale e le azioni aerodinamiche. Queste situazioni, oggetto di studio della teoria dell’aeroelasticità, possono minare le capacità prestazionali e di sicurezza dell’opera, e dovranno essere accertate sotto responsabilità dal Progettista, che dovrà prevenirle, controllarle o eliminarle.

Specifica attenzione dovrà essere dedicata alle differenti configurazioni temporanee che la struttura può assumere, ad esempio durante le fasi costruttive, nelle quali la struttura può risultare più vulnerabile all’azione del vento.

Per configurazioni e tipologie strutturali ordinarie, semplici e di limitata estensione, ovvero poco sensibili all’azione dinamica del vento, sarà possibile descrivere le azioni indotte dal vento mediante sistemi di forze o di pressioni i cui effetti siano equivalenti a quelli del vento turbolento, considerando di regola la direzione del vento orizzontale (*formulazione quasi-statica equivalente*).

La procedura per il calcolo di tali azioni è sintetizzata nello Schema 3.3.1, in cui sono considerati ordinatamente:

- 1) parametri che caratterizzano il sito dell’opera (*macro e microzonazione*);
- 2) parametri che caratterizzano la tipologia strutturale;
- 3) parametri che caratterizzano l’opera specifica.

Per costruzioni di forma o tipologia non ordinarie, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo a fenomeni, la cui simulazione in sede di progetto richiede l’applicazione di specifici e

comprovati procedimenti analitici, numerici e/o sperimentali, che tengano conto esplicitamente della natura dinamica dell'azione del vento e della risposta strutturale, oltre al loro accoppiamento. Nel caso di strutture di notevole altezza, lunghezza o snellezza, il Progettista dovrà inoltre valutare i possibili effetti trasversali dovuti all'asimmetria del flusso separato e alle fluttuazioni turbolente laterali o verticali, prevenendo altresì le oscillazioni trasversali alla direzione del vento e le vibrazioni di natura torsionale. Il Progettista dovrà quindi considerare e prevenire gli effetti di risonanza che possono innescarsi a seguito della vicinanza delle frequenze naturali della costruzione e delle forzanti aerodinamiche.

In presenza di pronunciati comportamenti dinamici indotti dall'azione del vento, è da valutare la possibilità di fenomeni di fatica negli elementi strutturali che compongono l'opera.

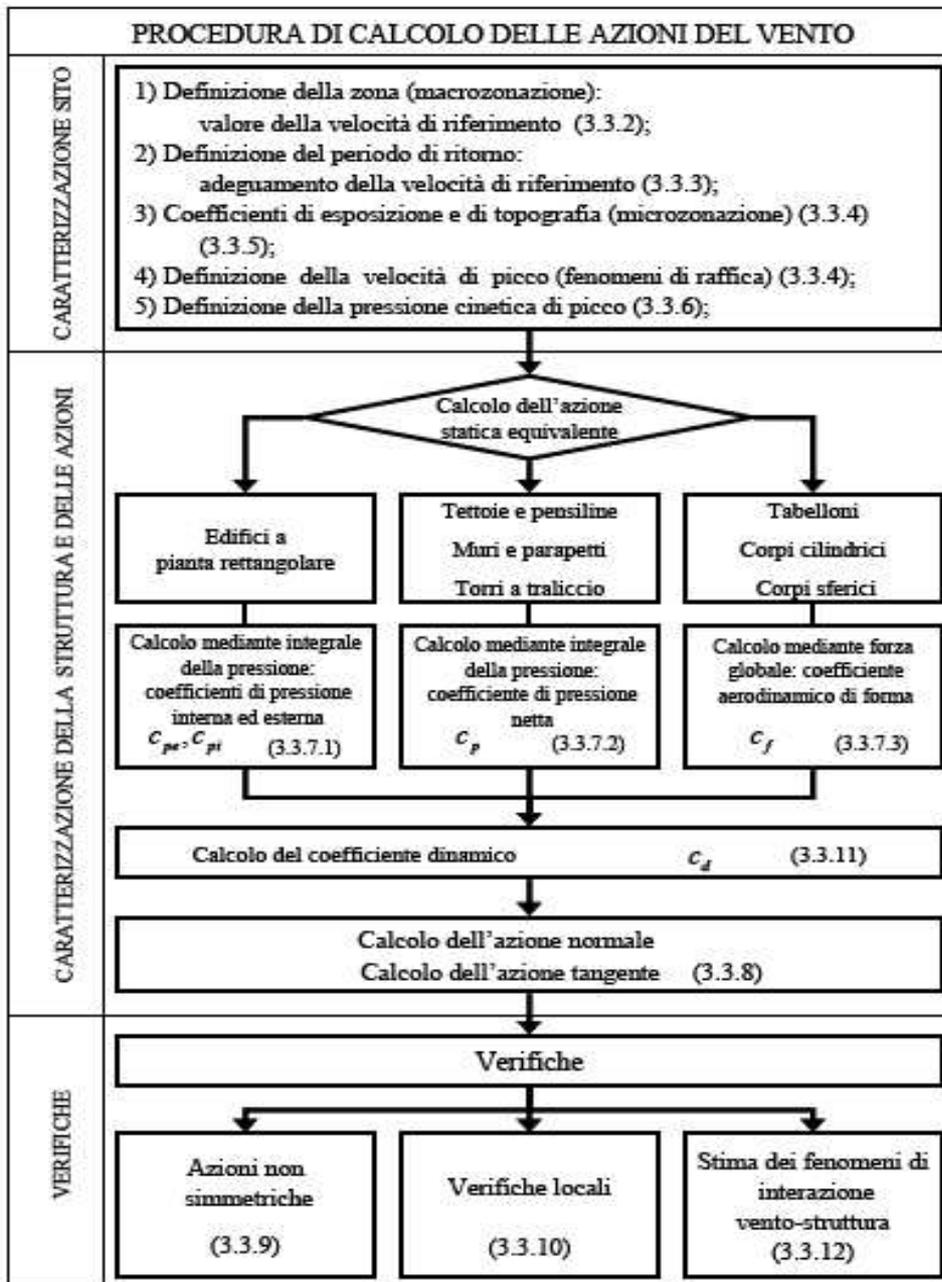
Per configurazioni strutturali speciali, la cui determinazione e giudizio critico sono di pertinenza e responsabilità del Progettista, può essere necessaria l'effettuazione di adeguate prove sperimentali e/o indagini numeriche, in modo da definire con affidabile accuratezza:

a) le caratteristiche del vento, in termini di velocità e direzione, tenendo altresì conto della non correlazione delle fluttuazioni turbolente, se necessario mediante storie temporali misurate o simulate;

b) le caratteristiche complessive dell'azione aerodinamica e/o della risposta aeroelastica, anche mediante prove in galleria del vento e metodi di fluidodinamica numerica; in particolare quando si ricorra a queste ultime tecniche, i risultati devono essere supportati da estensive analisi di calibrazione ed approfonditi studi di validazione.

Analisi specifiche dovranno essere sviluppate nel caso di costruzioni speciali vicine, quali edifici alti o torri di raffreddamento, poste ad esempio in scia l'una con l'altra, dove si possano innescare fenomeni di interazione con campi di velocità del vento amplificati particolarmente severi. Tali studi dovranno altresì valutare il possibile disturbo recato a persone ed oggetti nelle vicinanze esterne degli edifici.

In termini generali, strutture comunque aventi estensione in altezza o in lunghezza maggiori di 200 metri, potranno essere solo preliminarmente dimensionate usando la formulazione quasi-statica equivalente, ma dovranno essere verificate nelle loro capacità prestazionali e di sicurezza utilizzando teorie e metodi che tengano esplicitamente in conto la natura dinamica dell'azione del vento ed i possibili fenomeni di interazione.



Schema 3.3.1 – Valutazione dell'azione del vento

4.1.1.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO (MACROZONAZIONE)

La determinazione dell'azione del vento sulla costruzione parte dall'individuazione della *velocità di riferimento* v_{ref} : questa è definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria (vedi Tabella 3.3.I). Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno $T_r=50$ anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, che tengano conto della scabrezza del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento, per località poste a quota inferiore di

1500 m sul livello del mare, tale velocità non dovrà essere assunta minore del valore fornito dall'espressione:

$$v_{ref} = v_{ref,0} \quad \text{per} \quad a_s \leq a_0$$

$$v_{ref} = v_{ref,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad \text{per} \quad a_s > a_0$$

dove:

$v_{ref,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tabella 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Figura 3.3.1; a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.3.I - Parametri di macrozonazione per il vento

Zona	Descrizione	$v_{ref,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare, i valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.



Figura 3.3.1 – Mappa per la macrozonazione per l'azione del vento

4.1.1.3 PERIODI DI RITORNO

Il Progettista adotta per le strutture di Classe 1 e 2 valori della velocità di riferimento del vento $v_R(T_R)$ associati ai diversi periodi di ritorno richiesti, in ogni caso non inferiori a 50 anni.

In assenza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, la velocità di riferimento del vento $v_R(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_R è data dall'espressione:

$$v_R(T_R) = \alpha_R(T_R) \cdot v_{ref}$$

dove:

v_{ref} è la velocità di riferimento del vento associata ad un intervallo di ritorno di 50 anni precedentemente definita.

α_R è un coefficiente ricavabile dall'espressione:

$$\alpha_R = \left\{ \frac{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln 0,98]} \right\}^n$$

dove:

K_1, n sono parametri che possono essere assunti rispettivamente pari a 0,2 e 0,5;

p è la probabilità annuale di eccedenza della velocità del vento, ovvero $1/T_R$.

In questo modo:

- per $T_R = 500$ anni, $\alpha_R = 1,122$;
- per $T_R = 1000$ anni, $\alpha_R = 1,156$;

4.1.1.4 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE (MICROZONAZIONE)

Il valore della velocità di riferimento del vento, legata a considerazioni di macrozonazione e al periodo di ritorno opportuno, va calibrato per tenere conto degli effetti locali del sito dove è posta la costruzione e dell'altezza dal suolo dei componenti della stessa.

Per altezze sul suolo non superiori a 200 m, oltre le quali è necessario sviluppare e documentare studi specifici, si definiscono le seguenti velocità significative:

- *Velocità media del vento* v_M del sito in esame,

$$v_M(z) = k_r \cdot c_t \cdot \alpha(z) \cdot v_R(T_R)$$

che fornisce, in funzione della quota altimetrica z , l'andamento della velocità media del vento, essendo:

- $\alpha(z) = \ln(z/z_0)$ la funzione che definisce la forma base del profilo delle velocità con la quota z (*profilo logaritmico*);
- k_r, z_0, z_{min} parametri assegnati in Tabella 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t il coefficiente di topografia, funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la costruzione, che modifica localmente il profilo delle velocità.

- *Velocità di picco del vento*, che tiene conto degli incrementi di velocità relativi a fenomeni di raffica, da usarsi per la determinazione della pressione cinetica di picco dalla quale sono calcolate le sollecitazioni statiche equivalenti,

$$v_P(z) = c_{pv}(z) \cdot v_R(T_R)$$

dove il coefficiente di esposizione per le velocità c_{ev} è fornito dall'espressione

$$c_{ev}(z) = k_r \cdot \sqrt{c_t \cdot \alpha(z) \cdot [7 + c_t \cdot \alpha(z)]} \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_{ev}(z) = c_{ev}(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità e topografia del terreno, la categoria di esposizione è assegnata nella Figura 3.3.3 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tabella 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Il coefficiente di topografia c_t , è posto di regola pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il coefficiente di topografia c_t deve essere valutato in modo opportuno.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

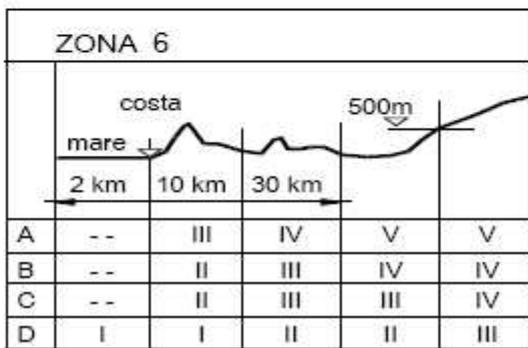
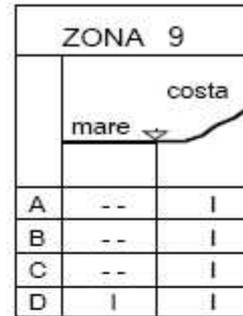
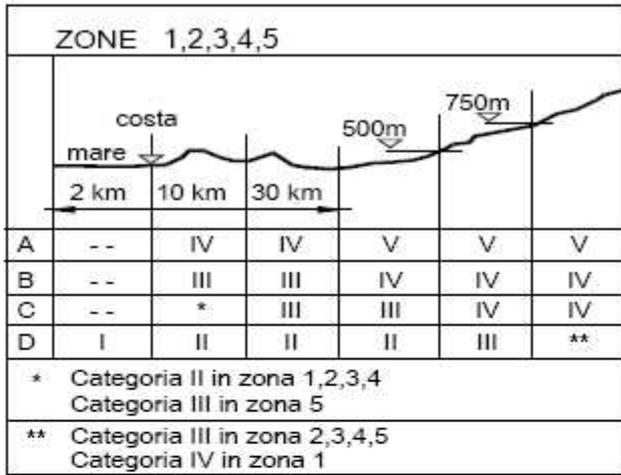


Figura 3.3.3 - Definizione delle categorie di esposizione I, II, III, IV e V, in funzione delle regioni individuate nella macrozonazione

4.1.1.5 PRESSIONE CINETICA DI PICCO

Alla velocità di picco $v_p(z)$ è associata la *pressione cinetica di picco* q

$$q(z) = \frac{1}{2} \rho \cdot v_p(z)^2 = \frac{1}{2} \rho \cdot [c_{gv}(z) \cdot v_R(T_R)]^2 = \frac{1}{2} \rho \cdot c_e(z) \cdot [v_R(T_R)]^2$$

nella quale ρ è la densità dell'aria, che può essere assunta pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$, e $c_p(z)$ è il *coefficiente di esposizione delle pressioni*, che risulta pari al quadrato di quello delle velocità:

$$c_e(z) = c_{gv}(z)^2$$

4.1.1.6 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione alla volta. In casi particolari, come ad esempio per le torri, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante in direzione diagonale.

In funzione della tipologia strutturale, il calcolo delle azioni statiche equivalenti si basa sulla determinazione di:

- coefficienti di pressione interna ed esterna (edifici a base rettangolare)
- coefficienti di pressione netta (tettoie; torri e pali a traliccio),
- coefficienti di forma (elementi a sezione circolare; elementi sferici).

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. Inoltre è necessario considerare scenari di carico non simmetrico. Infine, la verifica locale degli elementi della costruzione sarà eseguita tenendo conto delle possibili concentrazioni locali delle pressioni.

Coefficienti di pressione interna ed esterna

Le azioni statiche del vento si traducono in *pressioni (positive)* e *depressioni (negative)* agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento è quindi determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Le pressioni esterne ed interne sono definite rispettivamente come:

$$w_e = c_{pe} \cdot c_d \cdot q$$

$$w_i = c_{pi} \cdot c_d \cdot q$$

In cui

q è la pressione cinetica di picco, valutata nei seguenti modi:

- per le pareti sopravvento, $q(z) = 1/2 \rho \cdot v_p(z)^2$;
- per le pareti sottovento e quelle parallele alla direzione del vento, $q(h^*) = 1/2 \cdot \rho \cdot v(h^*)^2$,
con h^* pari alla quota altimetrica del baricentro della copertura della costruzione;

c_d è il coefficiente dinamico;

c_{pe} è il coefficiente di pressione esterna;

c_{pi} è il coefficiente di pressione interna.

I coefficienti di pressione esterna c_{pe} ed interna c_{pi} devono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento. Per edifici di semplice geometria e limitata estensione si possono adottare indicativamente i valori riportati nel seguito.

EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE CON COPERTURE PIANE, A FALDE INCLINATE O CURVE

Su un generico edificio prismatico con base rettangolare, il vento genera azioni di pressione sulla parete verticale sopravvento, di depressione sulle restanti facce libere (facce sottovento e parallele al vento), ed azioni tangenziali. La variazione altimetrica delle pressioni sulle pareti sopravvento ha natura logaritmica (coeff. $\alpha(z)$), mentre sulle altre facce il profilo delle depressioni è uniforme.

Ai fini del calcolo delle pressioni esterne, si assume per le pareti sopravvento la pressione cinetica di picco definita al punto 3.3.6 e variabile con la quota; per le altre facce viene assunta una pressione cinetica uniforme pari al valore corrispondente alla quota del baricentro della copertura. La configurazione delle pressioni sulle facce verticali dell'edificio, è rappresentata a titolo esemplificativo in figura seguente:

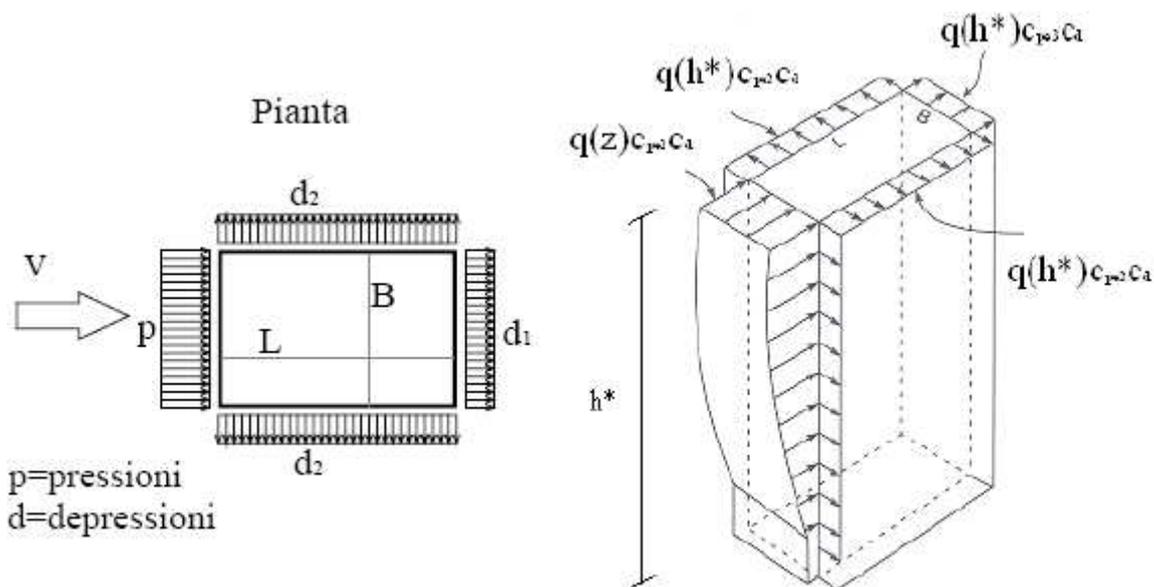


Figura 3.3.6 – Distribuzione delle pressioni sull'edificio in pianta ed andamento con la quota su una delle pareti verticali dell'edificio

In generale i coefficienti di pressione dipendono dal rapporto L/B tra le dimensioni planimetriche dell'edificio. Per edifici a pianta rettangolare e con coperture piane, a falde inclinate o curve, e il cui rapporto tra le dimensioni lineari planimetriche è compreso tra $1/3$ e 3 , per la valutazione della pressione esterna si può assumere indicativamente:

- per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$:

$$c_{pe} = + 0,8;$$

- per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$:

$$c_{pe} = + 0,03 \alpha - 1 \text{ (}\alpha \text{ in gradi);}$$

- per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento e paralleli al vento:

$$c_{pe} = - 0,4.$$

Per la valutazione della pressione interna si può assumere indicativamente:

- per costruzioni completamente stagne: $c_{pi} = 0$;

- per costruzioni non stagne con aperture distribuite di superficie uniforme:

$$c_{pi} = \pm 0,2 \text{ (scegliendo il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole);}$$

- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di $1/3$ di quella totale:

$$c_{pi} = + 0,8 \text{ quando la parete aperta è sopravvento;}$$

$$c_{pi} = - 0,5 \text{ quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;}$$

- per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di $1/3$ di quella totale:

$$c_{pe} + c_{pi} = \pm 1,2 \text{ per gli elementi normali alla direzione del vento;}$$

$$c_{pi} = \pm 0,2 \text{ per i rimanenti elementi.}$$

4.1.2 AZIONI DELLA NEVE

4.1.2.1 GENERALITÀ

La neve può depositarsi su una copertura in più modi tra loro differenti in funzione della forma della stessa, delle sue proprietà termiche, della rugosità della sua superficie, della quantità di calore generata sotto la copertura, della prossimità degli edifici limitrofi, del terreno circostante e del clima meteorologico locale (in particolare della sua ventosità, delle variazioni di temperatura e probabilità di precipitazione di pioggia o di neve) e regionale.

Nello Schema 3.5.1, è riassunto il processo per la stima del carico della neve: si considera prima di tutto la localizzazione e la caratterizzazione del sito, funzione dell'altitudine e della topografia del sito stesso in cui verrà realizzata la costruzione; successivamente si ha la caratterizzazione globale e locale della struttura, che consentono la valutazione del carico da neve rispettivamente per le analisi globali sulla copertura e per le analisi degli effetti locali.

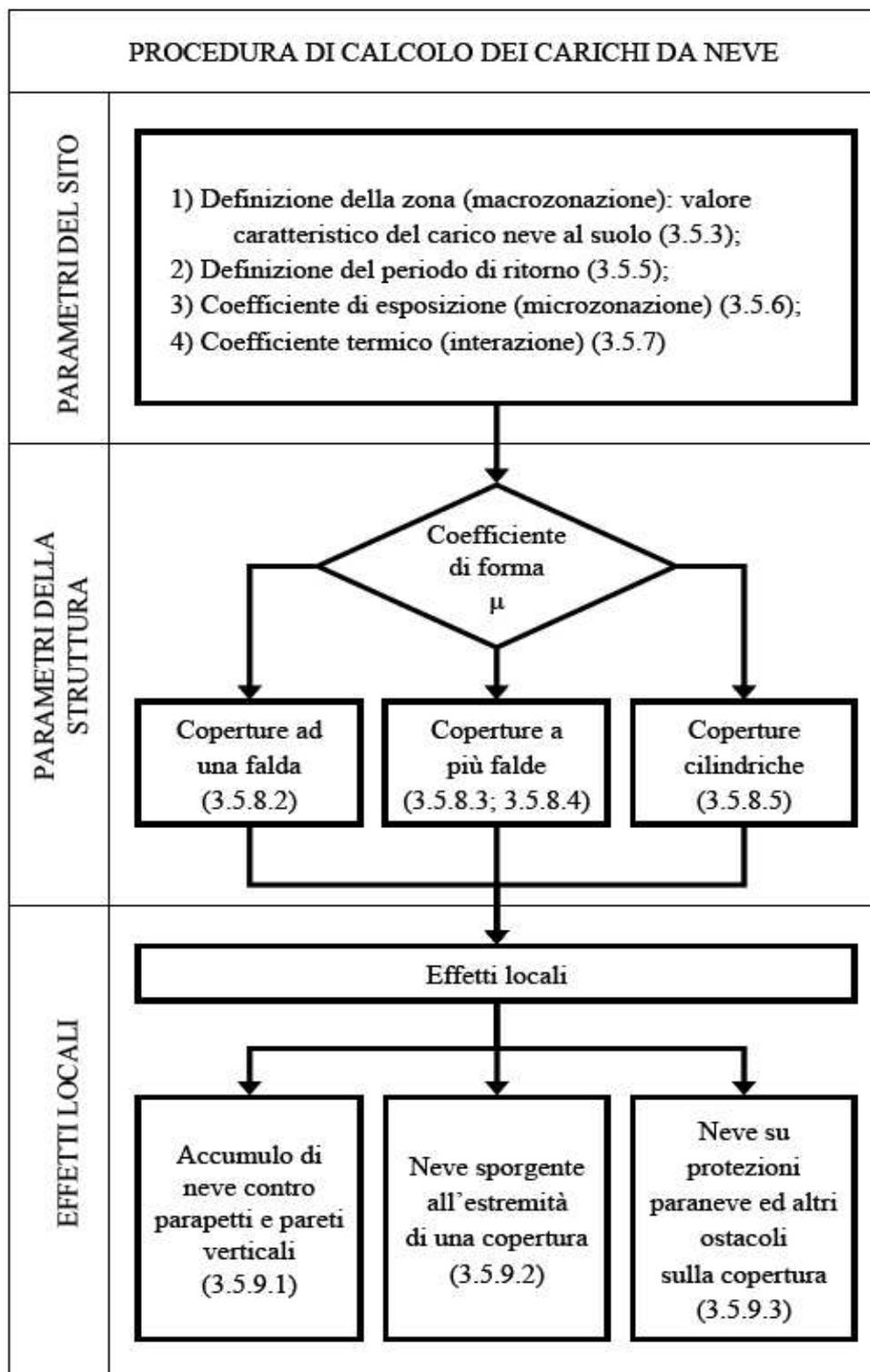
Nel caso che la pioggia segua la caduta della neve, ciò può portare ad un significativo incremento di carico, specie nelle situazioni in cui il sistema di raccolta e smaltimento delle acque sia ostruito da neve e ghiaccio: il Progettista deve essere consapevole di questi aspetti, considerandoli e prevenendoli.

Nel caso di coperture ribassate e/o flessibili, quali ad esempio tensostrutture, può accadere che nelle zone di maggiore deformazione, successiva alla caduta della neve, si crei un ulteriore processo di accumulo di neve, anche parzialmente sciolta mista ad acqua, che può innescare un fenomeno di instabilità (*ponding effect*). Il Progettista deve prevenire queste situazioni, ad esempio realizzando adeguate pendenze e imponendo idonee rigidità alla copertura.

Si richiama l'attenzione del Progettista su aspetti speciali quali:

- carichi di impatto, legati alla caduta conseguente allo scivolamento di masse di neve;
- carichi aerodinamici che possono conseguire al cambiamento di forma o dimensione degli elementi strutturali a causa della presenza della neve o della formazione di ghiaccio;
- carichi legati al ghiaccio;
- carichi laterali legati alla neve;
- carichi da neve sui ponti;

che devono essere considerati in base a studi mirati.



Schema 3.5.1 - Valutazione dell'azione da neve

4.1.2.2 CARICO NEVE

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

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 200 anni, e da modificare in base a densità della neve e periodo di ritorno;

C_E è il coefficiente di esposizione ;

C_t è il coefficiente termico.

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

4.1.2.3 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO (MACROZONAZIONE)

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nelle Tabelle 3.5.II, 3.5.III, e 3.5.IV, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 200 anni (vedi Figura 3.5.1).

Va richiamato il fatto che tale macrozonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio. Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

4.1.2.4 DENSITÀ DELLA NEVE

La densità della neve aumenta in generale con l'età del manto nevoso e dipende dalla posizione del sito, dal clima e dall'altitudine: questi fattori sono da considerare nella calibratura del carico sulla costruzione in esame. In Tabella 3.5.I sono forniti valori indicativi della densità media della neve al suolo.

Tabella 3.5.I – Valori della densità media della neve al suolo

TIPO NEVE	DENSITÀ DELLA NEVE [kN/m ³]
Neve fresca, appena caduta	1,0
Dopo parecchie ore o giorni dalla caduta	2,0
Dopo parecchie settimane o mesi dalla caduta	2,5 – 3,5
Umida	4,0



Figura 3.5.1 – Mappa per carico neve al suolo

Tabella 3.5.II – Valori del carico neve al suolo per Zona I

ZONA I	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Emilia Romagna, Friuli Venezia Giulia, Veneto, Abruzzo, Molise, Marche
ALTIUDINE	CARICO NEVE AL SUOLO [kN/m ²]
$a_s \leq 200$ m	$q_{zk} = 1,60$
$200 \leq a_s \leq 750$ m	$q_{zk} = 1,60 + 3,0 \cdot (a_s - 200)/1000$
$a_s > 750$ m	$q_{zk} = 3,25 + 8,5 \cdot (a_s - 750)/1000$

Tabella 3.5.III – Valori del carico neve al suolo per Zona II

ZONA II	Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Campania (Province di Caserta, Benevento, Avellino), Puglia (Provincia di Foggia)
ALTIUDINE	CARICO NEVE AL SUOLO [kN/m ²]
$a_s \leq 200$ m	$q_{zk} = 1,15$
$200 \leq a_s \leq 750$ m	$q_{zk} = 1,15 + 2,6 \cdot (a_s - 200)/1000$
$a_s > 750$ m	$q_{zk} = 2,58 + 8,5 \cdot (a_s - 750)/1000$

Tabella 3.5.IV – Valori del carico neve al suolo per Zona III

ZONA III	Campania (Province di Napoli e Salerno), Puglia (escluso Provincia di Foggia), Basilicata, Calabria, Sardegna, Sicilia
ALTIUDINE	CARICO NEVE AL SUOLO [kN/m ²]
$a_s \leq 200$ m	$q_{zk} = 0,75$
$200 \leq a_s \leq 750$ m	$q_{zk} = 0,75 + 2,2 \cdot (a_s - 200)/1000$
$a_s > 750$ m	$q_{zk} = 1,96 + 8,5 \cdot (a_s - 750)/1000$

4.1.2.5 PERIODO DI RITORNO

In mancanza di specifiche indagini statistiche, il valore di riferimento del carico neve al suolo $q_{\text{ref}}(T)$, riferito ad un generico periodo di ritorno Tr , è dato dall'espressione:

$$q_{\text{ref}}(T_r) = \alpha_{Rn} \cdot q_{sk}$$

in cui:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo associato ad un intervallo di ritorno di 200 anni;

α_{Rn} è un coefficiente la cui espressione è:

$$\alpha_{Rn} = 0,273 \cdot \{1 - 0,5 \ln[-\ln(1 - 1/Tr)]\}$$

Per costruzioni di Classe 1 e 2, per le quali si devono considerare periodi di ritorno di 500 e 1000 anni, α_{Rn} è rispettivamente pari a 1,12 e 1,22.

4.1.2.6 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE (MICROZONAZIONE)

Il coefficiente di esposizione C_E deve essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tabella 3.5.V. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Tabella 3.5.V – Valori di C_E per diverse classi di topografia

TOPOGRAFIA	DESCRIZIONE	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti.	0,8
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o accerchiata da costruzioni o alberi più alti	1,2

4.1.2.7 COEFFICIENTE TERMICO (INTERAZIONE)

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

4.1.2.8 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve non accumulata sul piano;
- carico da neve accumulata al piano, conseguentemente ad azioni quali il vento.

Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali per le coperture a una o più falde, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

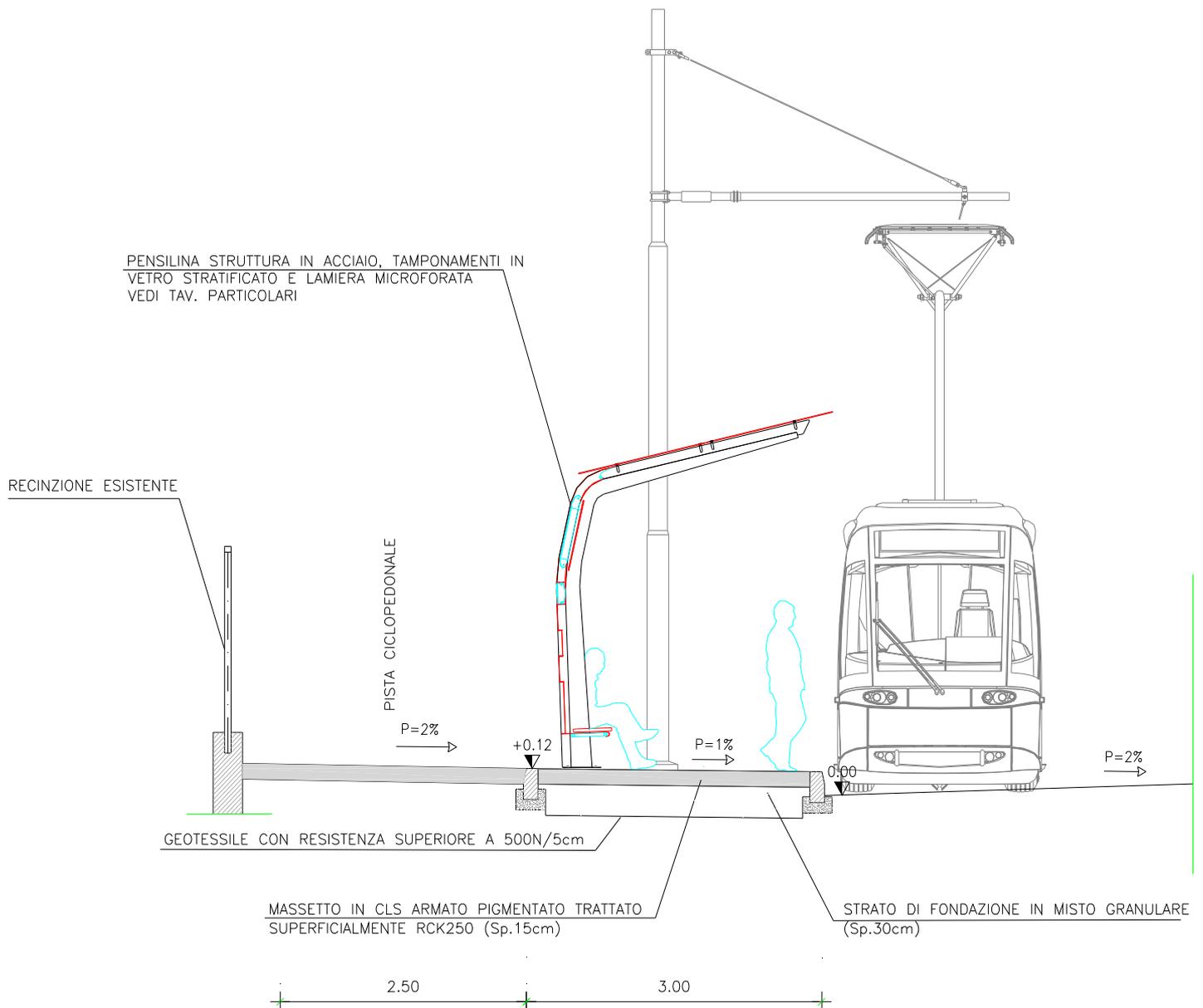
I valori dei coefficienti di forma μ_1 e μ_2 , riportati in Tabella 3.5.VI, si riferiscono alle coperture ad una o più falde.

Tabella 3.5.VI – Valori dei coefficienti di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0
μ_2	$0,8 + \frac{(0,8 \cdot \alpha)}{30}$	1,6	-

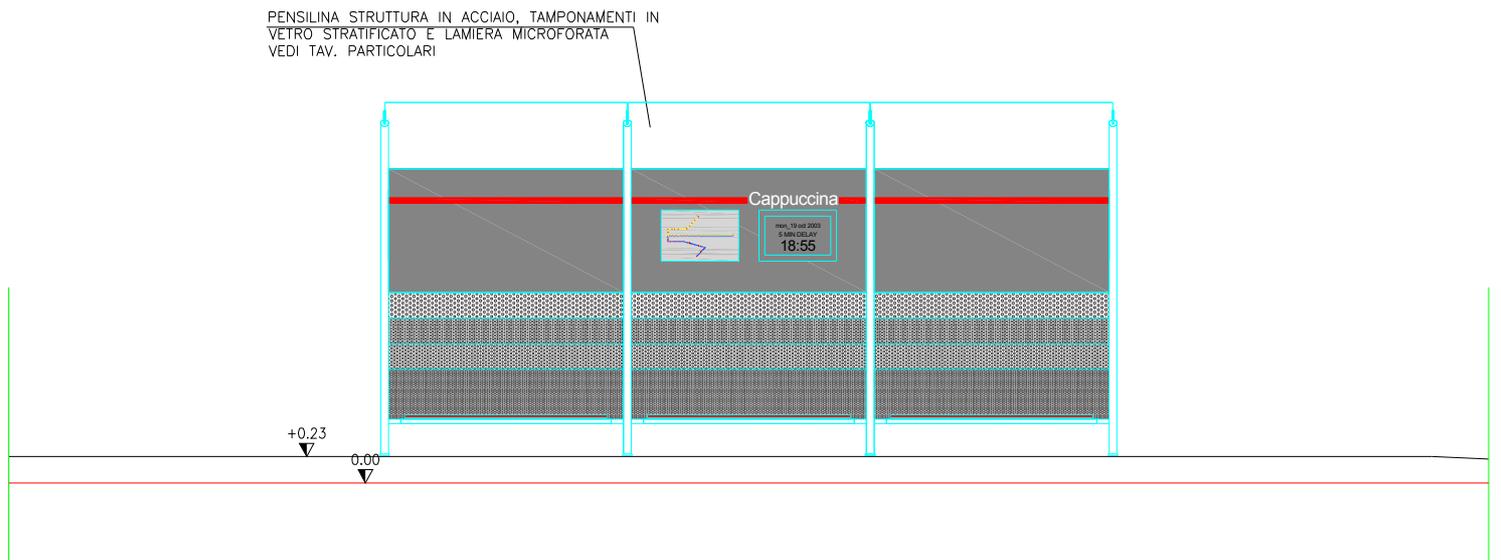
4.2 ESEMPIO DI CALCOLO DELLA PENSILINA DI SOSTA A SERVIZIO DEL SISTEMA TRANVIARIO SU GOMMA DELLA CITTA' DI MESTRE

Sezione Trasversale di progetto:

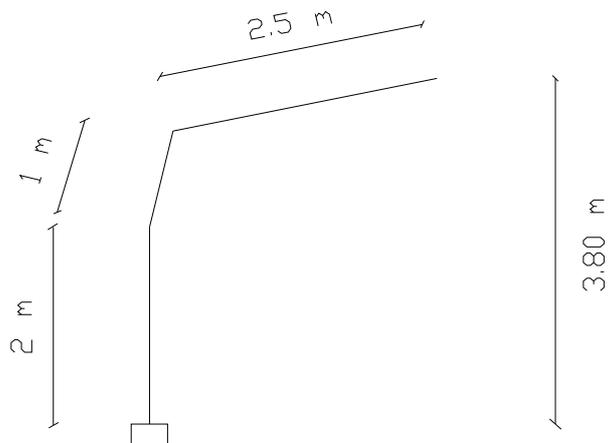


Sezione longitudinale:

PENSILINA STRUTTURA IN ACCIAIO, TAMPONAMENTI IN VETRO STRATIFICATO E LAMIERA MICROFORATA VEDI TAV. PARTICOLARI



Lo schema statico utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni agenti è quello di asta incastrata alla base, sia in senso longitudinale che in senso trasversale:



4.2.1 ANALISI DEI CARICHI

4.2.1.1 CARICO VENTO

1. macrozonazione: in base al luogo in cui viene realizzata la struttura, nel caso presente in Veneto, individuo da normativa i valori

$$v_{\text{ref},0} = 25 \text{ m/s}$$

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

$$K_a = 0.010 \text{ s}^{-1}$$

2. Mestre $\rightarrow a_s \leq a_0 \rightarrow v_{\text{ref}} = v_{\text{ref},0} = 25 \text{ m/s}$ (velocità riferita ad un tempo di ritorno di 50 anni);

3. adeguo al tempo di ritorno: $v_r(T_r) = \alpha_r(T_r) \cdot v_{\text{ref}}$,

con $\alpha_r = 1.12$ per $T_r = 500$ anni

$$\alpha_r = 1.156 \text{ per } T_r = 1000 \text{ anni}$$

perciò si ha: $v_r(T_r) = 1.12 \cdot 25 \text{ m/s} = 28 \text{ m/s}$

4. microzonazione: porta all'individuazione del coefficiente di esposizione; conoscendo il grado di urbanizzazione del luogo in cui verrà eseguita l'opera si individua la classe di rugosità ($A \div D$), quindi tramite l'altezza del sito o la distanza dal mare trovo la categoria di esposizione e i parametri k_r , z_0 [m], z_{min} [m]; infine calcolo il coefficiente di esposizione $c_{\text{ev}}(z)$.

Mestre \rightarrow classe di rugosità A \rightarrow categoria di esposizione IV:

$$k_r = 0.22$$

$$z_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$z_{\text{min}} = 8 \text{ m}$$

poiché l'altezza della pensilina è minore di z_{min} , si ha:

$$c_{ev} = c_{ev}(z_{min}) = k_r \cdot \sqrt{(c_t \cdot \alpha(z_{min}) \cdot [7 + c_t \cdot \alpha(z_{min})])} =$$

$$= 0.22 \cdot \sqrt{(1 \cdot \ln(z_{min}/z_0) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(z_{min}/z_0)])} = 1.28$$

5. calcolo la velocità cinetica di picco: $v_p(z) = c_{ev}(z) \cdot v_r(T_r) = 1.28 \cdot 28 \text{ m/s} = 35.84 \text{ m/s}$

6. calcolo la pressione cinetica di picco: $q(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_p(z)^2 = 802.8 \text{ Pa} = 0.803 \text{ kN/m}^2$

7. calcolo la pressione esterna: $w_e^{(+)} = 0.8 \cdot 802.8 \text{ Pa} = 0.642 \text{ kN/m}^2$

$$w_e^{(-)} = 0.4 \cdot 802.8 \text{ Pa} = 0.321 \text{ kN/m}^2$$

che sono rispettivamente le pressioni dovute al vento agenti sul montante verticale e sullo sbalzo inclinato della pensilina.

4.2.1.2 CARICO NEVE

È dato dalla formula: $q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot c_t$

1. Per il Veneto \rightarrow zona 1 e Mestre $a_s \leq 200 \text{ m} \rightarrow q_{sk} = 1.60 \text{ kN/m}^2$ (relativo ad un tempo di ritorno di 200 anni)

2. adeguo al tempo di ritorno di 500 anni (per costruzioni di classe 1): $\alpha_m = 1.12$

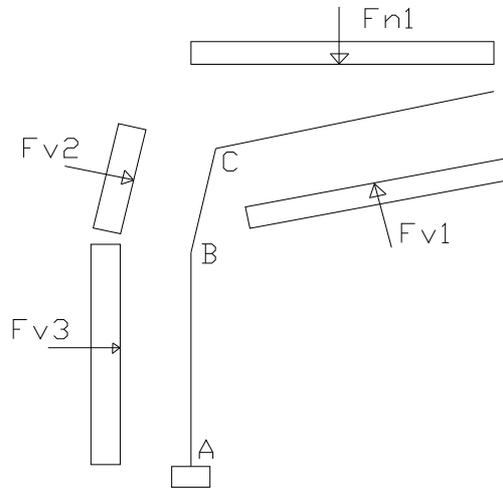
$$q_{ref}(T_r) = \alpha_m \cdot q_{sk} = 1.12 \cdot 1.60 \text{ kN/m}^2 = 1.792 \text{ kN/m}^2$$

3. coefficiente di esposizione: per aree normali $\rightarrow c_e = 1, c_t = 1$

4. coefficiente di forma (relativo allo sbalzo della pensilina): data l'inclinazione modesta, $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, si ha che $\mu_1 = 0.8$

5. in definitiva perciò: $q_s = 0.8 \cdot 1.792 \cdot 1 \cdot 1 = 1.434 \text{ kN/m}^2$

sul tratto con elevata inclinazione rispetto all'orizzontale (in cui $\alpha = 77^\circ \geq 60^\circ$), la neve non si accumula, infatti si ha $\mu_1 = 0$.



in cui: $F_{n1} = 1.5 \cdot 1.434 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.44 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} = 13.1 \text{ kN}$

$F_{v1} = 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.321 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.5 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} = 2.1 \text{ kN}$

$F_{v2} = 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.642 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} = 1.64 \text{ kN}$

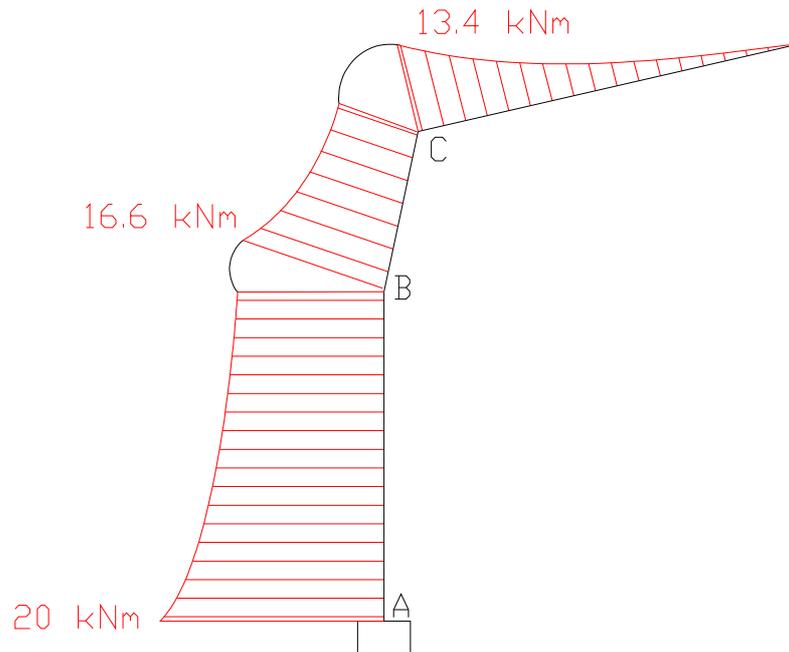
$F_{v3} = 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.642 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} = 3.28 \text{ kN}$

Ricordando che il carico neve agisce su proiezione orizzontale (quindi dovrò considerare come lunghezza utile la proiezione orizzontale delle parti inclinate della pensilina), mentre per il vento utilizzo la lunghezza inclinata, il momento flettente nel nodo di base A della struttura risulta:

$$M_A = 1.5 \cdot 1.434 \cdot 2.44 \cdot 2.5 \cdot (2.44/2 + 0.22) - 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.321 \cdot 2.5 \cdot 2.5 \cdot (2.44/2 + 0.22) / \cos(13^\circ) + 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.642 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 0.11 / \cos(77^\circ) + 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.642 \cdot 2 \cdot 2.5 \cdot 1 = \underline{20 \text{ kNm}}$$

Sono stati usati i coefficienti amplificativi dei carichi in accordo alla teoria degli stati limite (1.5 per carichi accidentali), e quello riduttivo di 0.7 dovuto all'ipotesi di non contemporaneità dei valori massimi dei carichi (il carico vento è stato supposto come carico secondario rispetto a quello neve). Nel calcolo delle sollecitazioni è stato inoltre supposto trascurabile il peso proprio dei profili costituenti la pensilina.

Diagramma dei momenti:



I valori del momento flettente nei nodi B e C della struttura valgono rispettivamente:

$$M_C = 1.5 \cdot 1.434 \cdot 2.44 \cdot 2.5 \cdot 2.44/2 - 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.321 \cdot 2.5 \cdot 2.5 \cdot 2.5/2 = \underline{13.4 \text{ kNm}}$$

$$M_B = 1.5 \cdot 1.434 \cdot 2.44 \cdot 2.5 \cdot (2.44/2 + 0.22) - 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.321 \cdot 2.5 \cdot 2.5 \cdot (2.44/2 + 0.22)/\cos(13^\circ) + 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.642 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 0.5 = \underline{16.6 \text{ kNm}}$$

Calcolo delle reazioni vincolari nell'incastro di base A:

$$V_a = 1.5 \cdot 1.434 \cdot 2.44 \cdot 2.5 - 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.321 \cdot 2.5 \cdot 2.5 \cdot \cos(13^\circ) + 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.642 \cdot 2.5 \cdot 1 \cdot \cos(77^\circ) = 11.4 \text{ kN}$$

$$H_a = -F_{v1h} + F_{v2h} + F_{v3} = -0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.321 \cdot 2.5 \cdot 2.5 \cdot \sin(13^\circ) + 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.642 \cdot 2.5 \cdot 1 \cdot \sin(77^\circ) + 0.7 \cdot 1.5 \cdot 0.642 \cdot 2 \cdot 2.5 = 4.5 \text{ kN}$$

Pre-dimensionamento a momento del montante verticale:

utilizzo acciaio FeB 360 $\rightarrow f_d = 235 \text{ MPa}$

$$\sigma = M/W \leq f_d \rightarrow W \geq M/f_d = 20 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 235 \text{ MPa} = 85 \text{ cm}^3$$

4.2.2 CASO 1: Profili IPE

realizzando la struttura con l'uso di profili IPE, per il montante verticale scelgo un IPE 160, avente

$$W_x = 109 \text{ cm}^3$$

$$A = 20.10 \text{ cm}^2$$

4.2.2.1 Verifica a presso-flessione:

$$\sigma = N/A + M/W_x = 11.4 \cdot 10^3 \text{ N} / 2010 \text{ mm}^2 + 20 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (109 \cdot 10^3 \text{ mm}^3) = 189.2 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa}$$

4.2.2.2 Verifica a taglio: suppongo che il taglio sia sopportato solamente dall'anima del profilo

$$\tau = T / A_{\text{anima}} = 4.5 \cdot 10^3 \text{ N} / 726 \text{ mm}^2 = 6.2 \text{ MPa} \leq f_d / \sqrt{3} = 235 / \sqrt{3} = 135.7 \text{ MPa}$$

calcolo della tensione equivalente secondo il criterio di Von Mises:

$$\sigma_{\text{eq}} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)} = \sqrt{(189.2^2 + 3 \cdot 6.2^2)} = 189.5 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa}$$

4.2.2.3 Verifica di instabilità:

La normativa italiana (CNR 10011) adotta per il metodo delle tensioni ammissibili la formula di interazione:

$$\omega \frac{N}{A} + \frac{M_{\text{eq}}}{W \left(1 - \nu \frac{N}{N_{\text{cr}}} \right)} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

nella quale:

- ν è il coefficiente di sicurezza (1.5 per tensioni ammissibili, 1 per stati limite)
- M_{eq} è il momento equivalente da calcolare nel modo seguente:

$M_{\text{eq}} = M$ per momento costante

$M_{\text{eq}} = 1.3 M_m$ con la limitazione $0.75 M_{\text{max}} < M_{\text{eq}} < M_{\text{max}}$ essendo M_m il momento medio lungo l'asta e M_{max} il momento massimo.

Nel caso di asta soggetta ai soli momenti di estremità si assume

$$M_{\text{eq}} = 0.6 M_a - 0.4 M_b > 0.4 M_a, \text{ con } |M_a| > |M_b|$$

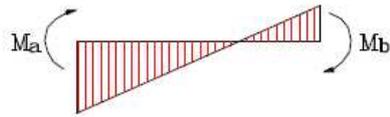


Fig 1

- I valori di ω sono tabulati per esteso in funzione della snellezza, del tipo di acciaio e della curva di stabilità (a, b, c, d).

Si definisce snellezza λ di un'asta prismatica, in un suo piano principale d'inerzia il rapporto:

$$\lambda = L_0 / i$$

in cui L_0 è la lunghezza libera di inflessione nel piano principale considerato, dipendente dalla modalità di vincolo alle estremità dell'asta nel modo seguente:

$L_0 = \beta \cdot L$, con $\beta = 2$ per asta vincolata ad un solo estremo con incastro perfetto e L lunghezza dell'asta;

i è il raggio d'inerzia della sezione trasversale, giacente nello stesso piano principale in cui si valuta L_0 .

- $N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A$, con σ_{cr} tensione critica calcolata con la formula di Eulero anche in campo plastico, per la snellezza relativa al piano di flessione riportata in tabella seguente;

Prospetto 7-VII - Tensioni critiche euleriane σ_{cr} in N/mm²

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10.	20331.	15803.	14119.	12030.	10373.	9036.	7942.	7035.	6275.	5632.
20.	5083.	4610.	4201.	3843.	3530.	3253.	3008.	2789.	2593.	2418.
30.	2259.	2116.	1985.	1857.	1759.	1660.	1569.	1485.	1408.	1337.
40.	1271.	1209.	1153.	1100.	1050.	1004.	961.	920.	882.	847.
50.	813.	782.	752.	724.	697.	672.	648.	626.	604.	584.
60.	565.	546.	529.	512.	496.	481.	467.	453.	440.	427.
70.	413.	403.	392.	382.	371.	361.	352.	343.	334.	326.
80.	318.	310.	302.	295.	288.	281.	275.	269.	263.	257.
90.	251.	246.	240.	235.	230.	225.	221.	216.	212.	207.
100.	203.	199.	195.	192.	188.	184.	181.	178.	174.	171.
110.	168.	165.	162.	159.	156.	154.	151.	149.	146.	144.
120.	141.	139.	137.	134.	132.	130.	128.	126.	124.	122.
130.	120.	118.	117.	115.	113.	112.	110.	108.	107.	105.
140.	104.	102.	101.	99.	98.	97.	95.	94.	93.	92.
150.	90.	89.	88.	87.	86.	85.	84.	82.	81.	80.
160.	79.	78.	77.	77.	76.	75.	74.	73.	72.	71.
170.	70.	70.	69.	68.	67.	66.	65.	65.	64.	63.
180.	63.	62.	61.	61.	60.	59.	59.	58.	58.	57.
190.	56.	56.	55.	55.	54.	53.	53.	52.	52.	51.
200.	51.	50.	50.	49.	49.	48.	48.	47.	47.	47.
210.	46.	45.	45.	45.	44.	44.	44.	43.	43.	42.
220.	42.	42.	41.	41.	41.	40.	40.	39.	39.	39.
230.	38.	38.	38.	37.	37.	37.	37.	36.	36.	36.
240.	35.	35.	35.	34.	34.	34.	34.	33.	33.	33.
250.	33.	32.	32.	32.	32.	31.	31.	31.	31.	30.

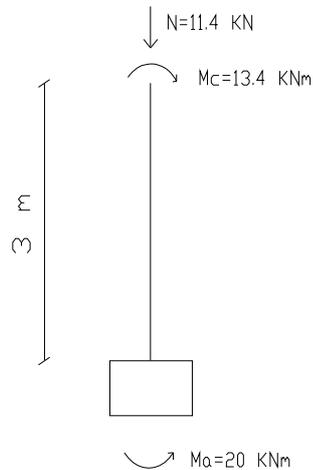
per sezioni a doppio T laminate, in cui il rapporto tra l'altezza h del profilato e la larghezza b delle ali sia ≥ 1.2 , come per profili IPE, nel calcolo di ω mi riferisco alla curva di instabilità b ; in particolare a quella relativa ad acciaio FeB 360 (scelto per realizzare la pensilina).

Acciaio Fe 360

coefficienti ω

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0
10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	10
20	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.04	1.04	20
30	1.05	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	30
40	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12	1.12	1.13	1.13	1.14	1.15	40
50	1.15	1.16	1.17	1.17	1.18	1.19	1.20	1.20	1.21	1.22	50
60	1.23	1.24	1.25	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30	1.31	60
70	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.38	1.40	1.41	1.42	1.44	70
80	1.45	1.47	1.48	1.50	1.51	1.53	1.55	1.56	1.58	1.60	80
90	1.62	1.63	1.65	1.67	1.69	1.71	1.73	1.75	1.77	1.79	90
100	1.81	1.83	1.86	1.88	1.90	1.92	1.95	1.97	1.99	2.02	100
110	2.04	2.07	2.09	2.12	2.14	2.17	2.20	2.23	2.25	2.28	110
120	2.31	2.34	2.37	2.40	2.42	2.45	2.48	2.51	2.54	2.58	120
130	2.61	2.64	2.67	2.70	2.74	2.77	2.80	2.84	2.87	2.91	130
140	2.94	2.97	3.01	3.04	3.08	3.11	3.15	3.19	3.22	3.26	140
150	3.30	3.34	3.37	3.41	3.45	3.49	3.53	3.57	3.62	3.66	150
160	3.70	3.74	3.79	3.83	3.86	3.90	3.94	3.99	4.03	4.07	160
170	4.11	4.15	4.20	4.24	4.28	4.33	4.37	4.42	4.47	4.51	170
180	4.56	4.60	4.65	4.70	4.74	4.79	4.84	4.88	4.93	4.98	180
190	5.02	5.07	5.12	5.16	5.21	5.26	5.31	5.36	5.41	5.46	190
200	5.51	5.56	5.60	5.65	5.70	5.76	5.81	5.87	5.92	5.97	200
210	6.02	6.07	6.12	6.18	6.24	6.29	6.35	6.41	6.46	6.52	210
220	6.57	6.63	6.69	6.74	6.80	6.86	6.91	6.97	7.02	7.08	220
230	7.13	7.19	7.24	7.30	7.36	7.42	7.48	7.54	7.59	7.64	230
240	7.69	7.75	7.82	7.89	7.95	8.02	8.07	8.12	8.18	8.23	240
250	8.29										250

Per la struttura in esame considero rettilineo il profilo fino ad una altezza di 3 m, trascurando perciò la prima curvatura (di modesta entità):



Poiché lo schema statico è quello di incastro-estremo libero, la lunghezza libera di inflessione risulta: $l_0 = 2 \cdot l = 2 \cdot 3 \text{ m} = 6 \text{ m}$; così la snellezza risulta $\lambda = l_0 / \rho_x = 600 \text{ cm} / 6.58 \text{ cm} = 91.2 \approx 91$, e osservando le tabelle precedenti si individuano $\omega = 1.63$, $\sigma_{\text{crit}} = 246 \text{ MPa} \rightarrow N_{\text{crit}} = \sigma_{\text{crit}} \cdot A_s = 246 \text{ MPa} \cdot 2010 \text{ mm}^2 = 494.5 \text{ kN}$.

Per la stima di M_{eq} si può procedere nel modo seguente:

$$M_m = 0.6 \cdot M_A + 0.4 \cdot M_C = 0.6 \cdot 20 \text{ kNm} + 0.4 \cdot 13.4 \text{ kNm} = 17.4 \text{ kNm}$$

in cui il segno di addizione è dovuto al fatto che i due momenti devono essere sommati poiché hanno lo stesso segno.

Ora si ha: $M_{\text{eq}} = 1.3 \cdot M_m = 1.3 \cdot 17.4 \text{ kNm} = 22.6 \text{ kNm}$, tenendo presente però la limitazione imposta da normativa $0.75 \cdot M_{\text{max}} \leq M_{\text{eq}} \leq M_{\text{max}} = 20 \text{ kNm}$.

Si assume perciò $M_{\text{eq}} = 20 \text{ kNm}$.

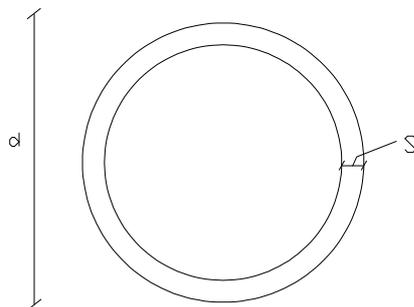
in definitiva la verifica è la seguente:

$1.63 \cdot 11.4 \cdot 10^3 \text{ N} / (2010 \text{ mm}^2) + 20 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / [109 \cdot 10^3 \cdot (1 - 11.4/494.5) \text{ mm}^3] = 197 \text{ MPa}$
 valore che risulta minore di quello ammissibile 235 MPa: la verifica risulta perciò soddisfatta.

I dimensionamenti e le verifiche sinora eseguiti sono relativi all'impiego di profili IPE come elementi strutturali.

4.2.3 CASO 2: Profili tubolari

Più usualmente nella realizzazione di opere come quella in esame, vengono utilizzati **profili tubolari**;



Scelgo un profilo $d \times s = (193.7 \times 4.5)$ mm: $W = 124 \text{ cm}^3$
 $\rho = 6.69 \text{ cm}$
 $A = 26.7 \text{ cm}^2$

4.2.3.1 Verifica a presso-flessione:

$$\sigma = N/A + M/W = 11.4 \cdot 10^3 \text{ N} / 2670 \text{ mm}^2 + 20 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (124 \cdot 10^3 \text{ mm}^3) = 165.6 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa}$$

4.2.3.2 Verifica a taglio:

$$\tau = T/A = 4.5 \cdot 10^3 \text{ N} / 2670 \text{ mm}^2 = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\text{tensione equivalente: } \sigma_{\text{eq}} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)} = \sqrt{(165.6^2 + 3 \cdot 1.69^2)} = 165.6 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa}.$$

4.2.3.3 Verifica di instabilità: il procedimento è analogo a quello del caso precedente;

$$\lambda = l_0 / \rho = 600 \text{ cm} / 6.69 \text{ cm} = 89.7 \approx 90$$

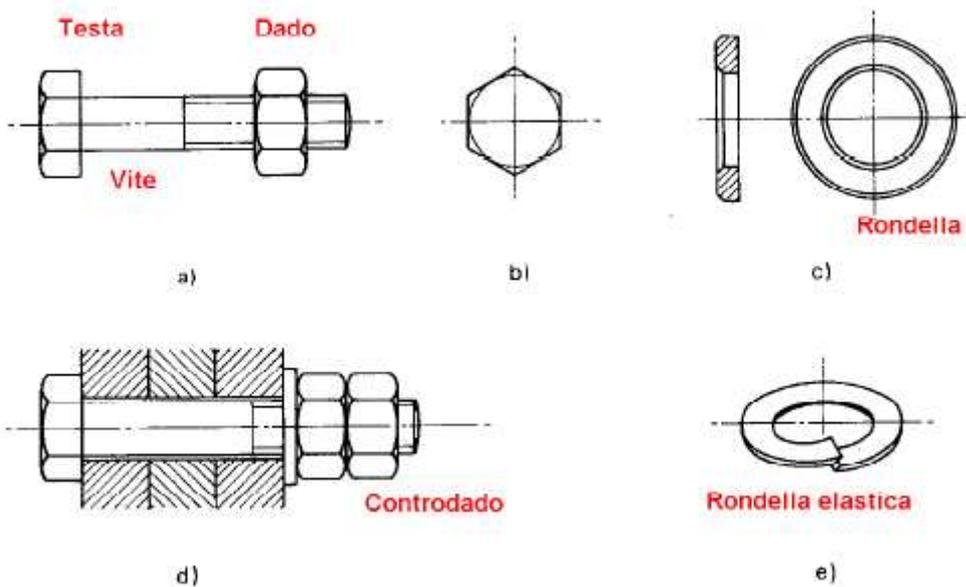
per profili tubolari la curva di instabilità da utilizzare è la a, dalla quale si ricava: $\omega = 1.44$; sempre per $\lambda = 90$ si ha $\sigma_{crit} = 251 \text{ MPa} \rightarrow N_{crit} = 251 \text{ MPa} \cdot 26.7 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 = 670.2 \text{ kN}$.

la verifica quindi risulta:

$$1.44 \cdot 11.4 \cdot 10^3 \text{ N} / 2670 \text{ mm}^2 + 20 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / [124 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot (1 - 11.4 / 670.2)] = 170.2 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa}$$

4.2.4 COLLEGAMENTI

4.2.4.1 UNIONI BULLONATE: generalità e normativa.



2.5. Bulloni.

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727 (novembre 1988), UNI 5592 (dicembre 1968) e UNI 5591 (maggio 1965)) e quelli ad alta resistenza (conformi alle caratteristiche di cui al prospetto 4-II) devono appartenere alle sottoindicate classi delle UNI 3740, associate nel modo indicato nel prospetto 3-II.

PROSPETTO 3-II

	normali			ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Classificazione secondo D.M. 9-1-96

Classificazione secondo CNR 10011 [#4.13]

Stato limite ultimo

Classe vite	f_t N/mm ²	f_y N/mm ²	$f_{k,N}$ N/mm ²	$f_{d,N}$ N/mm ²	$f_{d,V}$ N/mm ²
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.6	600	360	360	360	253
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0,7 f_t$, $f_{k,N} = f_y$ essendo f_t ed f_y le tensioni di rottura e di snervamento secondo UNI 3740;

$f_{d,N} = f_{k,N}$ resistenza di progetto a trazione;

$f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ resistenza di progetto a taglio.

Tensioni ammissibili

Classe vite	f_t N/mm ²	f_y N/mm ²	$f_{k,N}$ N/mm ²	$\sigma_{b,adm}$ N/mm ²	$\tau_{a,adm}$ N/mm ²
4.6	400	240	240	160	113
5.6	500	300	300	200	141
6.6	600	360	360	240	170
8.8	800	640	560	373	264
10.9	1000	900	700	467	330

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0,7 f_t$, $f_{k,N} = f_y$ essendo f_t ed f_y le tensioni di rottura e di snervamento secondo UNI 3740;

$\sigma_{b,adm}$, $\tau_{a,adm}$ tensioni ammissibili a trazione ed a taglio.

- N.B. Il primo numero $\times 100 = f_t$ il secondo per il primo $= f_y$
 Esempio: 5.6 $\rightarrow f_t = 500$ MPa $f_y = 500 \times 0.6 = 300$ MPa
 tensione caratteristica: $f_{k,N} = \min(f_y, 0.7 f_t) = 300$ MPa
 resistenza di progetto a trazione: $f_{d,N} = f_{k,N} = 300$ MPa
 resistenza di progetto a taglio: $f_{d,V} = f_{d,N} / 2^{0.5} = 212$ MPa
 tensione ammissibile a trazione: $\sigma_{b,adm} = f_{d,N} / 1.5 = 200$ MPa

I bulloni devono essere adeguatamente serrati: il serraggio dovrebbe indurre nel gambo del bullone una tensione pari a $0.8 f_y$, cioè una forza di trazione $N_s = 0.8 A_{res} f_{kN}$. La coppia di serraggio varia con l'attrito e vale mediamente: $T_s = 0.2 N_s d$, con d diametro nominale di filettatura del bullone.

in tabella seguente sono riportati i valori dell'area resistente A_{res} , della forza normale N_s e della coppia di serraggio T_s per i vari tipi di bulloni.

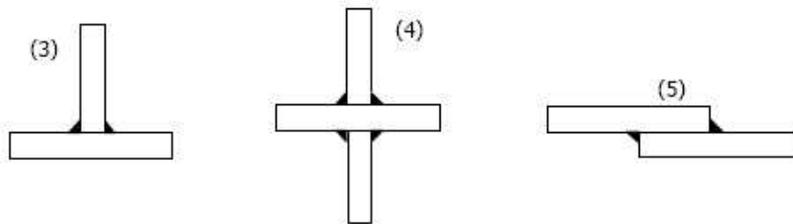
d	T_s (N m)					
	4.6	5.6	6.6	8.8	10.9	12.9
10	19	26	31	51	64	76
12	33	44	54	89	110	132
14	53	71	86	142	176	211
16	82	111	135	221	275	330
18	113	152	185	304	379	453
20	161	216	263	431	537	643
22	219	293	357	587	731	875
24	278	373	454	746	929	1112
27	406	545	664	1091	1358	1626
30	572	767	934	1534	1910	2287
33	751	1008	1228	2015	2510	3005
36	965	1294	1576	2588	3224	3859
39	1248	1675	2040	3350	4172	4994

N_s (kN)						d
4.6	5.6	6.6	8.8	10.9	12.9	
10	13	16	26	32	38	10
14	18	23	37	46	55	12
19	25	31	51	63	75	14
26	35	42	69	86	103	16
31	42	51	84	105	126	18
40	54	66	108	134	161	20
50	67	81	133	166	199	22
58	78	95	155	193	232	24
75	101	123	202	252	301	27
95	128	156	256	318	381	30
114	153	186	305	380	455	33
134	180	219	359	448	536	36
160	215	262	429	535	640	39

4.2.4.2 UNIONI SALDATE:

Tipi di giunti saldati (selezione)

- Giunto testa a testa (1);
- giunto a T a completa penetrazione (2);
- giunto a T con cordone d'angolo (3);
- giunto a croce con cordoni d'angolo (4);
- giunto a sovrapposizione (5).

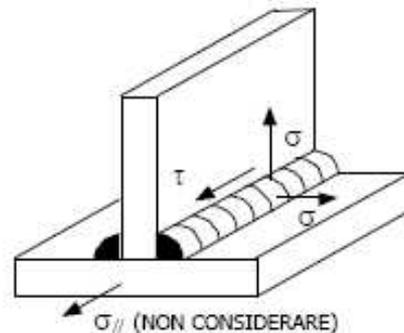


Resistenza statica - giunti con cordoni d'angolo

Nel cordone agiscono le seguenti tensioni:

- σ tensione, trazione e/o compressione, normale all'asse del cordone;
- τ tensione tangenziale secondo l'asse del cordone;
- $\sigma_{//}$ tensione, trazione e/o compressione, nella sezione trasversale del cordone: **NON CONSIDERARE.**

DA



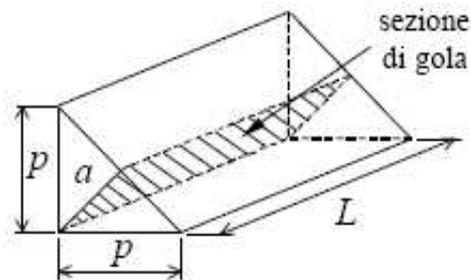
ATTENZIONE: si distinguerà tra σ_{\perp} , $\tau_{//}$ e τ_{\perp} appena definita la sezione resistente.

La sezione resistente, sia le per tensioni derivanti da azioni di trazione normali all'asse del cordone sia per tensioni derivanti da azioni di taglio lungo tale asse, è la cosiddetta sezione di gola del cordone:

$$A_{res} = L \cdot a$$

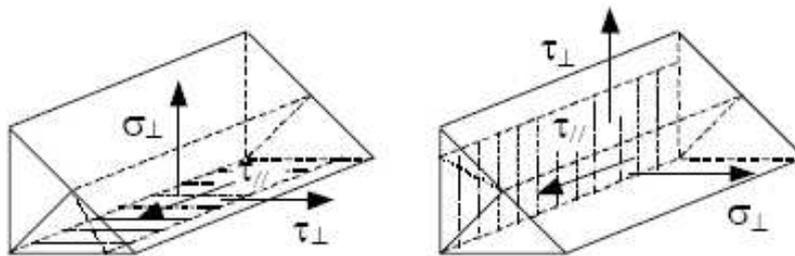
L : lunghezza del cordone
 a : altezza di gola (del triangolo inscritto nella sezione trasversale del cordone)

p : piede del cordone
 se il cordone è simmetrico si ha:



$$a = p/\sqrt{2}$$

- La sezione di gola deve essere ribaltata su uno dei lati del cordone in modo da identificare le componenti di tensione σ_{\perp} , $\tau_{//}$ e τ_{\perp} :



- Si noti che a seconda del ribaltamento scelto, le σ_{\perp} diventano τ_{\perp} e viceversa; le $\tau_{//}$ restano immutate.

La verifica statica prevede le seguenti limitazioni:

- se sono presenti σ_{\perp} , $\tau_{//}$ e τ_{\perp} :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \sigma_{//}^2} \leq \begin{cases} 0.85\sigma_{adm} \\ 0.70\sigma_{adm} \end{cases} \text{ e } |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \begin{cases} \sigma_{adm} \\ 0.85\sigma_{adm} \end{cases}$$

- se sono presenti σ_{\perp} e τ_{\perp} : $|\sigma_{\perp}| \text{ e } |\tau_{\perp}| \leq \begin{cases} 0.85\sigma_{adm} \\ 0.70\sigma_{adm} \end{cases}$

- se è presente solo σ_{\perp} o $\tau_{//}$ o τ_{\perp} : $|\sigma_{\perp}|, |\tau_{\perp}|, |\tau_{//}| \leq \begin{cases} 0.85\sigma_{adm} \\ 0.70\sigma_{adm} \end{cases}$

- vale la limitazione superiore per Fe360;
- vale la limitazione inferiore per Fe430 o Fe510.

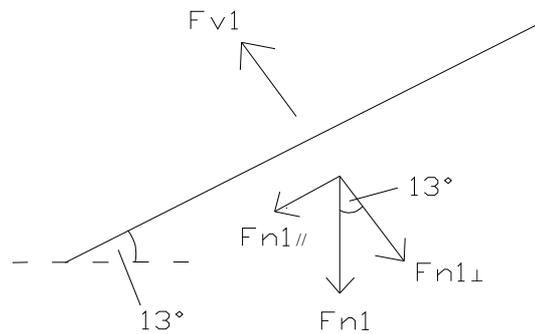
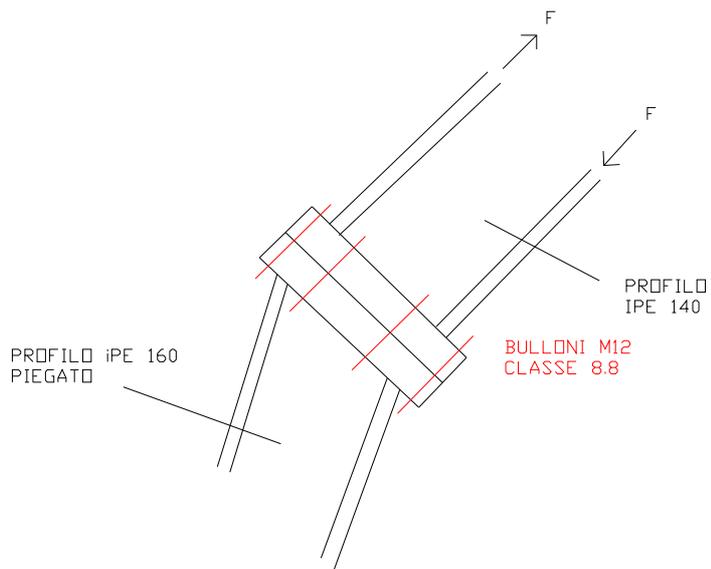
Relativamente all'opera in esame si ha:

4.2.4.3 COLLEGAMENTO NODO C

- **Soluzione 1**: utilizzo per la struttura due **profili IPE** collegati tramite giunto a flangia;

BULLONI: nel nodo C il momento flettente è pari a $M_c = 13.4 \text{ kNm}$; perciò, verificato il profilo IPE 160 inferiore (che si suppone calandrato nella parte terminale di un angolo di 77° rispetto all'orizzontale; si realizza così il tratto BC illustrato nello schema statico della struttura), per quello superiore si ha come predimensionamento:

$$W = M_c / f_d = 13.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 235 \text{ MPa} = 57 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{utilizzo IPE 140: } W_x = 77.3 \text{ cm}^3 \\ A = 16.40 \text{ cm}^2$$



$$F_{N1//} = F_{N1} \cdot \sin(13^\circ) = 1.5 \cdot 1.434 \cdot 2.4 \cdot 2.5 \cdot \sin(13^\circ) = 2.9 \text{ kN}$$

$$F_{N1\perp} = F_{N1} \cdot \cos(30^\circ) = 12.6 \text{ kN}$$

calcolo lo sforzo normale agente nel giunto:

$$F = M_c / (h-e) = 13.4 \cdot 10^3 \text{ kNmm} / (140-6.9)\text{mm} = 100.7 \text{ kN}$$

in cui: h = altezza IPE 140 = 140mm

e = spessore ala = 6.9 mm

ipotizzo bulloni M12 8.8 $\rightarrow A_{res} = 84 \text{ mm}^2$, $N_s = 38 \text{ kN}$; lo sforzo sul singolo bullone (ipotizzandone 4 in zona tesa della flangia) è pari a: $N_i = F/4 = 100.7/4 = 25.2 \text{ kN}$, valore che per normativa, al fine di evitare l'apertura delle piastre, deve essere inferiore a $0.8 \cdot N_s = 30.4 \text{ kN}$, con N_s forza di trazione nel gambo delle viti conseguente il serraggio.

verifico quindi ad attrito: secondo la CNR 10011, la forza trasmissibile dal bullone per attrito da un bullone nel caso ci sia trasmissione di forza assiale di trazione N da parte dei bulloni stessi, è data dalla formula:

$$V_{fn} = V_{f0} \cdot (1 - N_i / N_s) = 9 \cdot (1 - 25.2/38) = 3 \text{ kN};$$

il valore di V_{f0} è pari a $V_{f0} = \mu \cdot N_s / \gamma$, in cui μ è il coefficiente di attrito da assumersi in mancanza di più esatta determinazione pari a 0.45 per superficie trattate e 0.3 per superficie non particolarmente trattate e comunque nelle giunzioni effettuate in opera. I valori di V_{f0} sono riportati nella tabella seguente in relazione al coefficiente di attrito per i diversi diametri dei bulloni.

Prospetto 4-VI

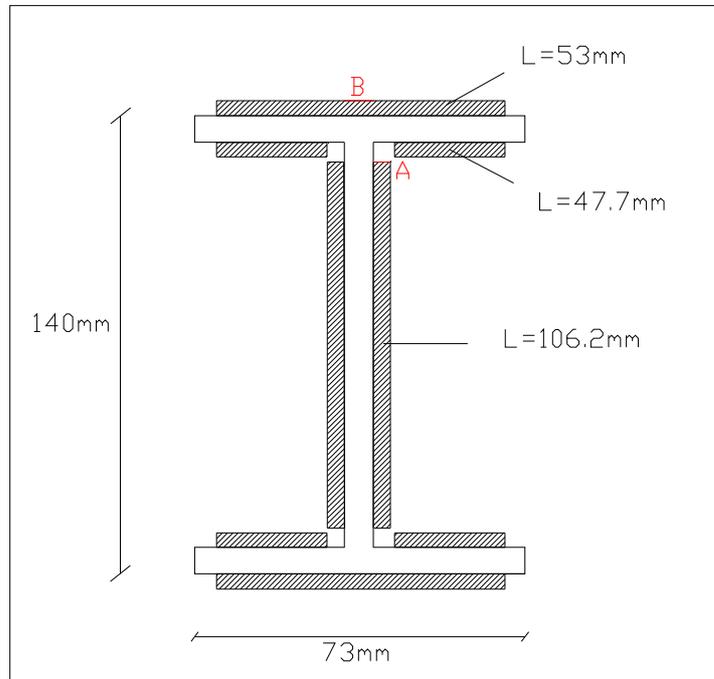
Diametro nominale di filettatura d (mm)	Classe della vite			
	8.8		10.9	
	$\mu = 0,3$ V_{f0} (kN)	$\mu = 0,45$ V_{f0} (kN)	$\mu = 0,3$ V_{f0} (kN)	$\mu = 0,45$ V_{f0} (kN)
12	9	13	11	16
14	12	18	15	22
16	17	25	21	31
18	21	31	26	39
20	26	39	33	49
22	33	49	41	61
24	38	57	43	72
27	49	73	62	93
30	60	90	75	112

verifico perciò il numero di bulloni da utilizzare: $n_b \cdot V_{fn} \geq T_{agente} = F_{N1\perp} - F_{V1} = 10.5 \text{ kN}$,

$n_b \geq T / V_{fn} = 10.5 \text{ kN} / 3 \text{ kN} = 3.5 \rightarrow$ **dispongo 8 bulloni: 4 a trazione e 4 a compressione.**

SALDATURE:

schema del giunto:



relativamente al giunto flangiato suddetto, suppongo che il taglio sia interamente assorbito dai cordoni d'anima, mentre il momento si ripartisca tra quelli d'anima e quelli d'ala. Procedendo al predimensionamento della sezione di gola si ha:

ala : $a \cdot (53 + 2_{\text{cordoni}} \cdot 47.7) \text{mm} \cdot \sigma_{\perp} \geq F$, (in cui da normativa $\sigma_{\perp} = 0.85 f_d$ per acciaio Fe360),
con la limitazione $t_{\text{ala}}/2 = 3.45 \text{ mm} \leq b \leq t_{\text{ala}} = 6.9 \text{ mm}$

$$a \geq 100.7 \cdot 10^3 \text{ N} / (0.85 \cdot 235 \cdot (53 + 2 \cdot 47.7)) = 3.4 \text{ mm} \rightarrow \text{scelgo } a = 5 \text{ mm} \rightarrow b = a \cdot \sqrt{2} = 7.1 \text{ mm}$$

tuttavia volendo rispettare la limitazione di b si sceglie in definitiva: **a = 4 mm** ($b = 4 \cdot \sqrt{2} = 5.66 \text{ mm}$).

anima : $a \cdot \tau_{//} \cdot 2_{\text{cordoni}} \cdot 106.2 \text{ mm} \geq T = 10.5 \text{ kN}$

$$a \geq 10.5 \cdot 10^3 \text{ N} / (0.85 \cdot f_d \cdot 2 \cdot 106.2) = 0.25 \text{ mm}$$

$$\text{con } 4.7/2 = 2.35 \leq b \leq 4.7$$

in definitiva quindi scelgo: **a = 3 mm** ($b = 4.24 \text{ mm}$).

VERIFICA SALDATURE:

- Ala: nel punto B suppongo che il taglio non influisca (che sia cioè interamente sopportato dall'anima; la verifica consiste quindi nel determinare $\sigma_{\perp} = M / W_B$

calcolo il momento d'inerzia delle saldature nel loro complesso:

$$J_{xx} = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 53 \cdot 4^3 \right) + 2 \cdot [53 \cdot 4 \cdot (140/2 + 4/2)^2] + 4 \cdot \left[\left(\frac{1}{12} \cdot 47.7 \cdot 4^3 \right) + 47.7 \cdot 4 \cdot (140/2 - 6.9 - 4/2)^2 \right] + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 3 \cdot 106.2^3 \right) = 564.8 \text{ cm}^4$$

$$W_B = J_{xx} / y_B = 564.8 \text{ cm}^4 / (14/2 + 0.4) \text{ cm} = 76.3 \text{ cm}^3$$

$$\text{perciò: } \sigma_{\perp}(B) = M / W_B = 13.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (76.3 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 = 175.6 \text{ MPa} \leq 0.85 \cdot f_d = 199.8 \text{ MPa}$$

- Anima: si hanno sia σ_{\perp} che $\tau_{//}$;

$$W_A = J_{xx} / y_A = 564.8 \text{ cm}^4 / (10.62/2) \text{ cm} = 106.4 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{\perp}(A) = M / W_A = 13.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (106.4 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 = 125.9 \text{ MPa}$$

per valutare le tensioni tangenziali applicando la formula di Jourawsky, è necessario il calcolo del momento statico rispetto all'asse x nel punto A:

$$S_x(A) = 53 \cdot 4 \cdot (140/2 + 4/2) + 2 \cdot 47.7 \cdot 4 \cdot (140/2 - 6.9 - 4/2) = 38.6 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \text{perciò: } \tau_{//} &= T \cdot S_x(A) / (J_{xx} \cdot 2 \cdot a_{\text{cordone d'anima}}) = \\ &= 10.5 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 38.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 / (564.8 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \cdot 2 \cdot 3 \text{ mm}) = 11.96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

in cui il 2 a denominatore indica che sono stati circuitati due cordoni di saldatura.

$$\text{la verifica quindi : } \sqrt{[\tau_{//}(A)]^2 + \sigma_{\perp}(A)^2} = \sqrt{(11.96^2 + 125.9^2)} = 126.5 \text{ MPa} \leq 0.85 \cdot f_d = 199.8 \text{ MPa}$$

- **Soluzione 2:**

utilizzo per la struttura due **profili tubolari** collegati tramite flangia circolare; per quanto riguarda il tronco inferiore al giunto si utilizza il profilo tubolare precedentemente adottato

d x s = (193.7 x 4.5) mm; relativamente a quello soprastante il giunto si esegue un rapido dimensionamento:

$$W \geq M / f_d = 13.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 235 \text{ MPa} = 57 \text{ cm}^3$$

scelgo profilo **d x s = (152.4 x 4) mm** $\rightarrow W = 67.4 \text{ cm}^3$

$$A = 18.6 \text{ cm}^2$$

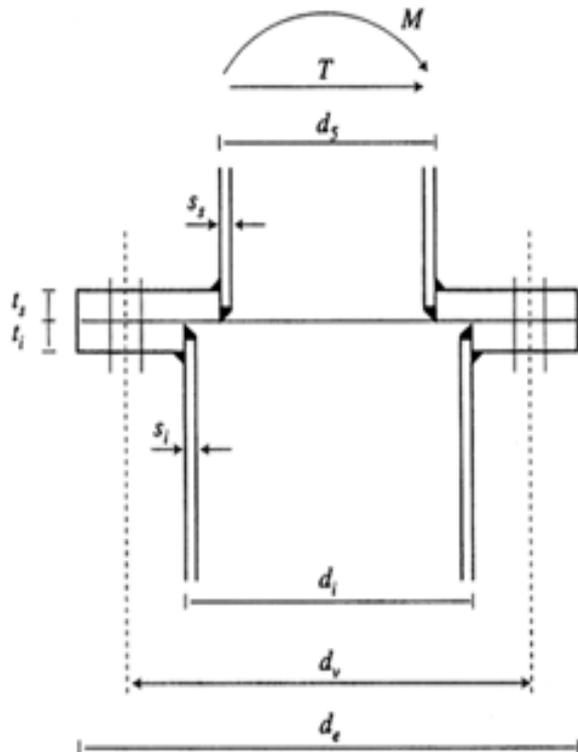
verifica a presso flessione: $F_{N1} / A + M/W =$

$$= 2.9 \cdot 10^3 \text{ N} / (18.6 \cdot 10^2 \text{ mm}^2) + 13.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (67.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3) = 200.4 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa}$$

A seconda degli sforzi in gioco e delle rigidzze richieste le flange possono essere previste senza rinforzi o con rinforzi disposti normalmente al piano di accoppiamento.

Nel caso in esame, essendo i valori delle sollecitazioni non troppo elevati, scelgo di realizzare un giunto a flangia non rinforzata.

Per il calcolo di questo tipo di giunto, che risulta complesso data l'anisotropia delle tensioni, l'influenza delle tolleranze di fabbricazione e delle modalità di assemblaggio, si può adottare una procedura semplificata assimilando il giunto a piastre anulari pensate incastrate in corrispondenza della parete dei tronchi e della circonferenza definita dagli assi delle viti di collegamento. Si ipotizza a vantaggio della stabilità, di esercitare lungo l'asse dell'anello la forza risultante delle tensioni mettendo in debito conto la loro distribuzione.



con: $M = 13.4 \text{ kNm}$, $T = 10.5 \text{ kN}$

d_i = diametro esterno del tronco inferiore = 193.7 mm

s_i = spessore tronco inferiore = 4.5 mm

d_s = diametro esterno tronco superiore = 152.4 mm

s_s = spessore tronco superiore = 4 mm

d_v = diametro della circonferenza delle viti

d_e = diametro esterno delle flange

t_s = spessore flangia inferiore

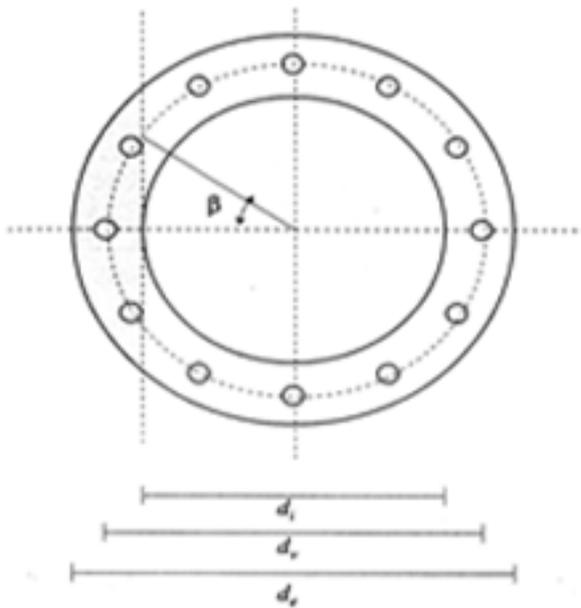
t_i = spessore flangia inferiore

Scelgo di utilizzare bulloni M20 classe 5.6: tenendo conto degli spazi impegnati dalla rondella e dal cordone di saldatura nonché della necessità di poter inserire la bussola di serraggio, si impone che la distanza tra le viti sia almeno pari a tre volte il loro diametro nominale d_{vt} e che la distanza tra la vite ed il lembo esterno della flangia sia almeno uguale a $1.5 \cdot d_{vt}$:

- $d_v \geq d_i + 3 d_{vt} = 193.7 + 3 \cdot 20 = 253.7 \text{ mm}$, dove d_{vt} = diametro nominale delle viti;
 assumo $d_v = 255 \text{ mm}$;

- $d_e \geq d_v + 3 d_{vt} = 255 + 3 \cdot 20 = 315 \text{ mm}$;
- calcolo il numero massimo di bulloni n che posso disporre: $d_v \geq 3 \cdot (n/\pi) \cdot d_{vt} \rightarrow$
 $\rightarrow n \leq \pi \cdot d_v / (3 \cdot d_{vt}) = \pi \cdot 255 / (3 \cdot 20) = 14 \rightarrow$ uso 12 bulloni.

Stabilito il numero dei bulloni che si vogliono utilizzare nell'accoppiamento, per la verifica della loro sezione resistente occorre individuare l'asse neutro in corrispondenza della giunzione: utilizzando una procedura semplificata si può pensare che esso sia tangente alla circonferenza di diametro d_i .



$$\overline{F_{\max}} = 1,25 \frac{4,5M}{\frac{n}{\pi} \left(\pi \cdot \arccos \frac{d_i}{d_v} \right) (d_i + d_v)} \cdot 10^3$$

Tale formula permette di trovare la forza massima che sollecita a trazione i bulloni, con una maggiorazione del 25 % per effetto leva e flessioni parassite.

$$F_{\max} = 1.25 \cdot (4.5 \cdot 13.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}) / [12 \cdot \arccos(193.7/255) \cdot (193.7 + 255)] = 19.8 \text{ kN}$$

indicato con T lo sforzo di taglio agente sulla vite e a_r la sua area resistente, la verifica dei bulloni è la seguente:

$$[F_{\max} / (a_r \cdot f_{d,n})]^2 + [T / (a_r \cdot f_{d,v})]^2 \leq 1 \quad ,$$

con: $f_{d,n}$ = resistenza a trazione del bullone \rightarrow per bulloni di classe 5.6 \rightarrow 300MPa

$f_{d,v}$ = resistenza a taglio del bullone \rightarrow per bulloni di classe 5.6 \rightarrow 212 MPa

per bulloni M20 $\rightarrow a_r = 245 \text{ mm}^2$

$$[19.8 \cdot 10^3 \text{ N} / (245 \text{ mm}^2 \cdot 300 \text{ MPa})]^2 + [10.5 \cdot 10^3 \text{ N} / (245 \text{ mm}^2 \cdot 212 \text{ MPa})]^2 = 0.113 \leq 1$$

Spessori delle flange: possono essere ricavati con le seguenti formule

- flangia superiore: $t_s \geq 1.10 \cdot K_{fs} \cdot \sqrt{[\sigma_{fs} \cdot (d_s - s_s) \cdot s_s / f_{sd}]}$ [mm]

in cui:

- K_f = coefficiente di flangia; è funzione del rapporto $\rho_f = d_v/d$ tra il diametro della circonferenza definita dagli assi delle viti e quello del tronco; precisamente

$$K_f = 0.45 + 0.12 \cdot \rho_f \quad \text{per } \rho_f \leq 2$$

si ha perciò: $\rho_{fs} = d_v / d_s = 255 \text{ mm} / 152.4 \text{ mm} = 1.67 \rightarrow K_{fs} = 0.45 + 0.12 \cdot 1.67 = 0.65$

- σ_{fs} = tensione di flessione nel tronco superiore al giunto =

$$= M/W = 13.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (67.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3) = 198.8 \text{ MPa}$$

- f_{sd} = resistenza di progetto dell'acciaio = 235 MPa per FeB360

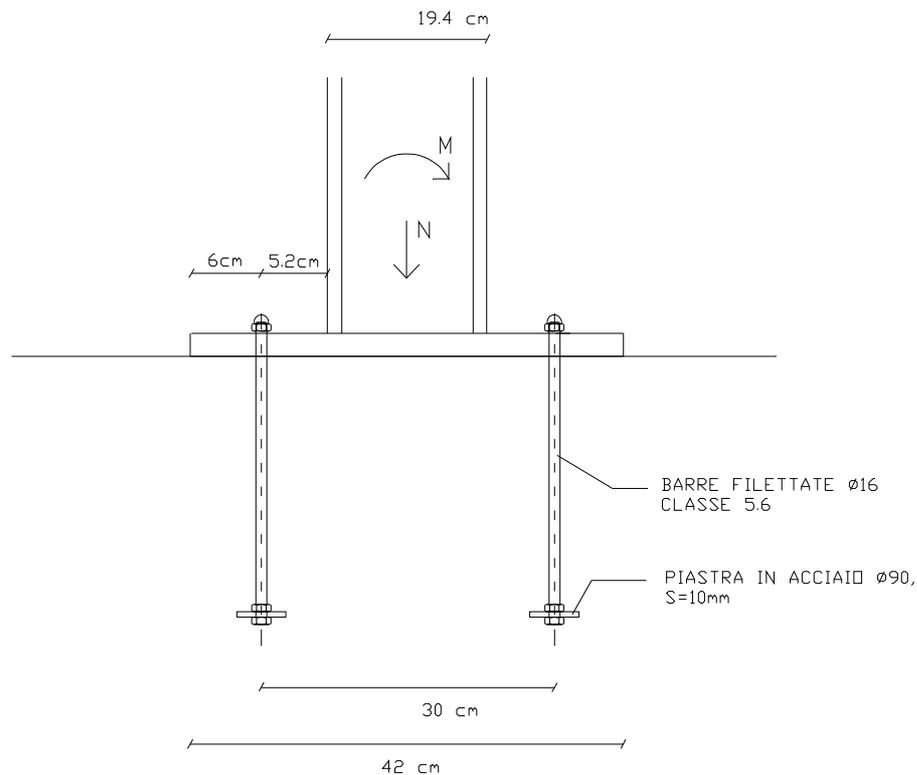
in definitiva: $t_s \geq 1.10 \cdot 0.65 \cdot \sqrt{[198.8 \cdot (152.4 - 4) \cdot 4 / 235]} = \underline{16 \text{ mm}}$

- flangia inferiore: $\rho_{fi} = d_v / d_i = 255 \text{ mm} / 193.7 \text{ mm} = 1.32 \rightarrow K_{fi} = 0.61$

$$\sigma_{fi} = 13.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (124 \cdot 10^3 \text{ mm}^3) = 108.1 \text{ MPa}$$

$t_i = 1.10 \cdot 0.61 \cdot \sqrt{[108.1 \cdot (193.7 - 4.5) \cdot 4.5 / 235]} = \underline{13.3 \text{ mm}}$

4.2.4.4 COLLEGAMENTO DI BASE



Come profilo per il montante considero il tubolare precedentemente adottato e lo suppongo saldato alla piastra rettangolare di base di dimensioni (42x 22) cm, la quale è ancorata alla fondazione in calcestruzzo $R_{ck} = 25$ MPa tramite quattro tirafondi aventi interassi tali da riprodurre per il giunto lo schema di incastro sia nella direzione trasversale la banchina di sosta del tram, sia in quello longitudinale. In tal modo si conferisce alla struttura una rigidità tale per cui non risulta necessario il progetto di un sistema di controventamento di parete per la pensilina, e nemmeno quello di un corrente longitudinale superiore che colleghi i quattro montanti verticali.

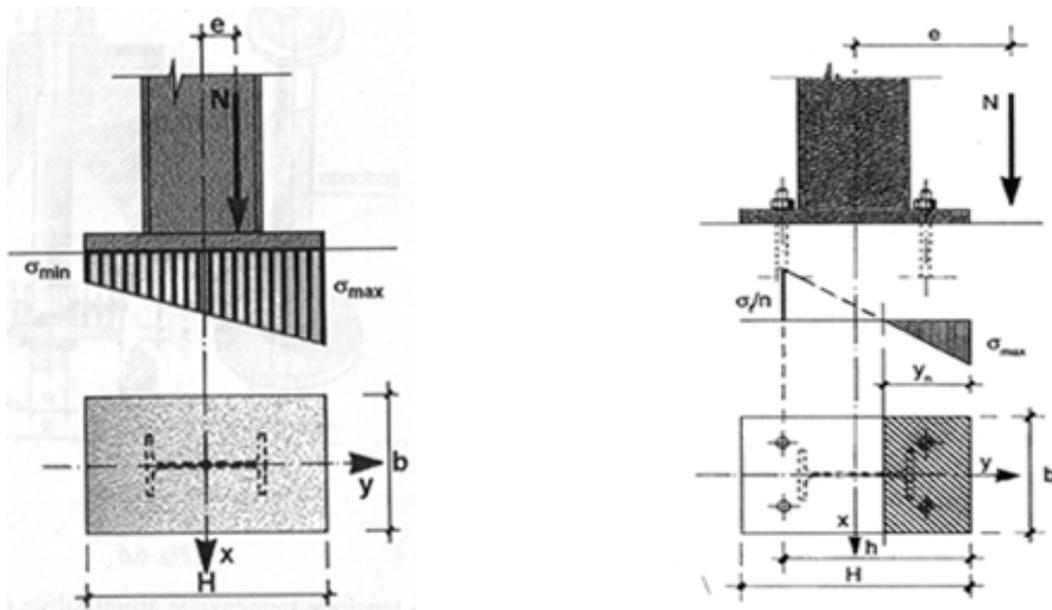
Nel caso in esame alla base del montante agisce oltre allo sforzo normale $N=11.4$ kN, anche il momento flettente $M=20$ kNm, perciò la piastra metallica di base trasmetterà al sottostante elemento in calcestruzzo una distribuzione di pressione che non sarà costante (come nel caso di compressione semplice in cui si avrebbe $\sigma = N/(B \cdot H)$) ma dipenderà dalla posizione del centro di pressione, riguardo la quale si distinguono due casi:

1. centro di pressione interno al nocciolo centrale d'inerzia della sezione di contatto piastra-plinto, cioè l'eccentricità $e = M/N \leq H/6$ (figura di sinistra); in tale ipotesi la sezione d'impronta sul calcestruzzo sarà interamente compressa (e, quindi, interamente reagente). Detta $A = B \cdot H$ l'area di tale sezione e W_x il suo modulo di resistenza (rispetto all'asse baricentrico normale all'asse di

sollecitazione), la pressione massima esercitata dalla piastra d'acciaio sul calcestruzzo sottostante, sarà data da:

$$\sigma_{\max} = N/A + M/W_x = N/(b \cdot H) \cdot (1 + 6 \cdot e / H) \leq f_{cd}$$

in cui f_{cd} è la tensione di calcolo del calcestruzzo.



In quest'ipotesi ai tirafondi può essere affidato solo il compito di assorbire un eventuale sforzo di taglio presente al piede del pilastro perché, evidentemente, essi non sono in grado di assorbire sforzi di compressione, ma solo di trazione. Anche se i tirafondi non sono destinati a lavorare (perché il pilastro trasferisce all'elemento di fondazione uno sforzo normale con eccentricità nulla o trascurabile), essi vanno ugualmente previsti. Sarebbe, infatti, curioso osservare la piastra di base, di una colonna, semplicemente appoggiata su un plinto di fondazione.

2. centro di pressione esterno al nocciolo centrale d'inerzia della sezione di contatto piastra-plinto (figura di destra).

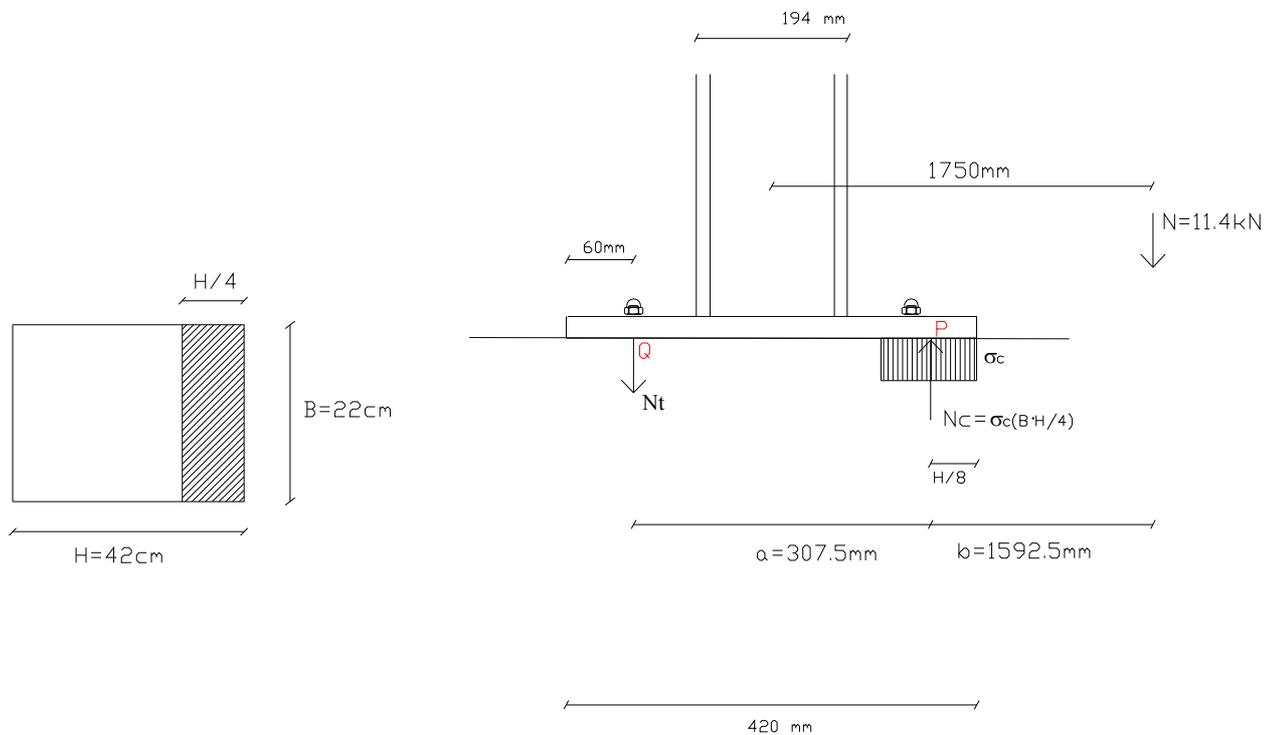
In tale ipotesi la sezione di base della piastra sarà parzialmente compressa (e, quindi, parzialmente reagente).

L'asse neutro (antipolare del centro di pressione rispetto all'ellisse centrale d'inerzia della sezione reagente) dividerà la sezione in due parti: una compressa e l'altra tesa. Le trazioni saranno assorbite dai tirafondi situati in zona tesa (quelli in zona compressa, come già

rilevato, non lavorano per l'assorbimento di M ed N presenti al piede del pilastro). Il calcolo di verifica viene condotto in maniera perfettamente analoga a quello della sezione in c.a. soggetta a presso-flessione (senza dimenticare che, come già detto, risultano inefficaci i tirafondi situati in zona compressa).

Il giunto in esame rientra nell'ambito del caso di presso-flessione con grande eccentricità appena descritto: $e = M/N = 20 \text{ kNm} / 11.4 \text{ kN} = 1,75 \text{ m} \geq H/6 = 42 \text{ cm} / 6 = 7 \text{ cm}$, cioè il centro di pressione cade fuori al nocciolo centrale d'inerzia e la piastra è parzialmente reagente.

Utilizzo un procedimento semplificato considerando reagente una fascia della piastra di ampiezza pari a $B \cdot H/4$:



al fine del calcolo dello sforzo di trazione nei tirafondi si fa l'equilibrio delle rotazioni rispetto al punto P (n_t = numero tirafondi tesi = 2):

$$N_t \cdot a \cdot n_t = N \cdot b \rightarrow N_t = N \cdot b / (n_t \cdot a) = 11.4 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 1592.5 \text{ mm} / (2 \cdot 307.5 \text{ mm}) = 29.5 \text{ kN}$$

- **Dimensiono** perciò i **tirafondi** (utilizzo acciaio FeB 360):

$$\sigma_t = N_t / A_{res} \leq f_d \rightarrow A_{res} \geq N_t / f_d = 29.5 \cdot 10^3 \text{ N} / 235 \text{ MPa} = 125.5 \text{ mm}^2$$

utilizzo quindi bulloni $\Phi 16$ classe 5.6 : $A_{res} = 157 \text{ mm}^2$.

- **Verifica a taglio dei tirafondi**: il taglio sul singolo tirafondo vale

$$\begin{aligned} T_t &= T/n_t, \text{ con } n_t = 4 \text{ perché il taglio agisce su tutti i tirafondi (anche quelli compressi)} \\ &= 4.5 \text{ kN}/4 = 1.125 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\tau_t = T_t / A_{res} = 1.125 \cdot 10^3 \text{ N} / 157 \text{ mm}^2 = 7.2 \text{ MPa} \leq f_d/\sqrt{3} = 235/\sqrt{3} = 135.7 \text{ MPa}$$

la tensione complessiva sul tirafondo vale pertanto:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_t^2 + 3 \cdot \tau_t^2)} = \sqrt{(187.9^2 + 3 \cdot 7.2^2)} = 188.3 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa}$$

$$\text{con } \sigma_t = N_t / A_{res} = 29.5 \cdot 10^3 \text{ N} / 157 \text{ mm}^2 = 187.9 \text{ MPa}$$

- **Lunghezze d'ancoraggio dei tirafondi**: le lunghezze d'ancoraggio dei tirafondi si stabiliscono imponendo che le tensioni tangenziali di aderenza, che insorgono lungo il tratto L di ancoraggio, non superino il valore regolamentare ammissibile:

$$\tau_{adm} = \bar{\alpha} \left(4 + \frac{R_{bk} - 150}{75} \right)$$

dove R_{bk} = resistenza caratteristica del cls di fondazione [kg/cm^2] = 25 MPa = 250 kgf/cm^2

e α assume il valore 1.5 se il tirafondo presenta una superficie laterale liscia e 3 se presenta una superficie provvista di risalti o asperità (che potrebbero essere, ad arte, create da noi; immaginiamo, ad esempio, di avvolgere ad elica, intorno al tirafondo, un tondino di piccolo diametro, ben fissato con un sufficiente numero di punti di saldatura al tirafondo stesso oppure adoperando dei tondi ad aderenza migliorata).

Detto N_b lo sforzo di trazione nel tirafondo - di diametro Φ - che s'intende assicurare al basamento di conglomerato cementizio armato, la lunghezza d'ancoraggio λ dev'essere almeno pari a:

$$\lambda = \frac{N_b}{\tau_{adm} \phi \pi}$$

Per il caso esaminato si ha:

$$\tau_{adm} = 1.5 \cdot [4 + (250 - 150) / 75] = 8 \text{ kgf/cm}^2 = 80 \text{ N/cm}^2 = 0.8 \text{ MPa}$$

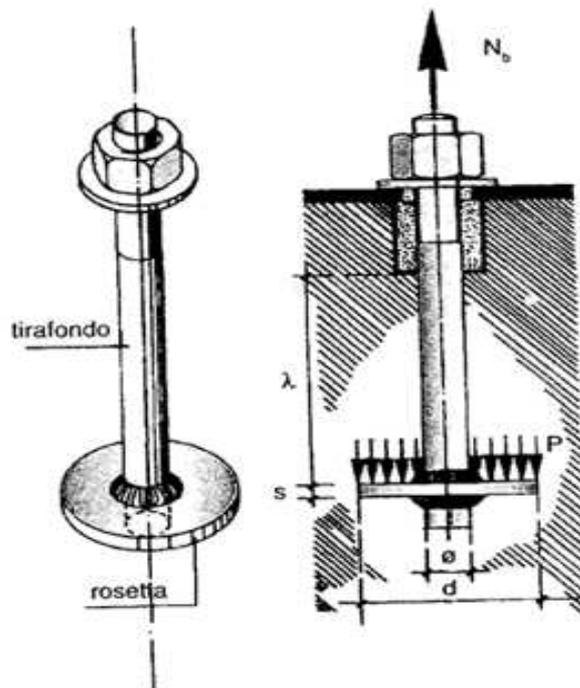
quindi la lunghezza di ancoraggio necessaria a contrastare lo sforzo di trazione nel tirafondo risulta

$$\lambda = 29.5 \cdot 10^3 \text{ N} / (80 \cdot 1.6 \cdot \pi) = 73.4 \text{ cm.}$$

Se la lunghezza d'ancoraggio fosse giudicata eccessiva (o tale da rendere problematico l'annegamento dello stesso tirafondo nel plinto in c.a.), diventa necessario adottare qualche provvedimento che limiti l'ancoraggio stesso.

Si potrebbe, ad esempio, saldare una rosetta all'estremità del tirafondo che deve restare annegata nel blocco di cls., in maniera tale che parte dello sforzo di trazione del tirafondo stesso possa essere trasmesso all'elemento di cls. per contatto (è chiaro che, in casi particolari, potrebbero essere saldate al tirafondo più rosette, purché ben distanziate l'una dall'altra).

Si faccia riferimento alla figura seguente:



$$\tau_{adm} \cdot \Phi \cdot \pi \cdot \lambda + \sigma_{cam} \cdot \frac{\pi}{4} (d^2 - \Phi^2) \geq N_b$$

in cui Φ =diametro del tirafondo

d =diametro della rosetta;

σ_{cam} = resistenza a compressione ammissibile del cls = $60 + (R_{ck} - 150) / 4$

→ per $R_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ si ha $\sigma_{cam} = 85 \text{ kgf/cm}^2$;

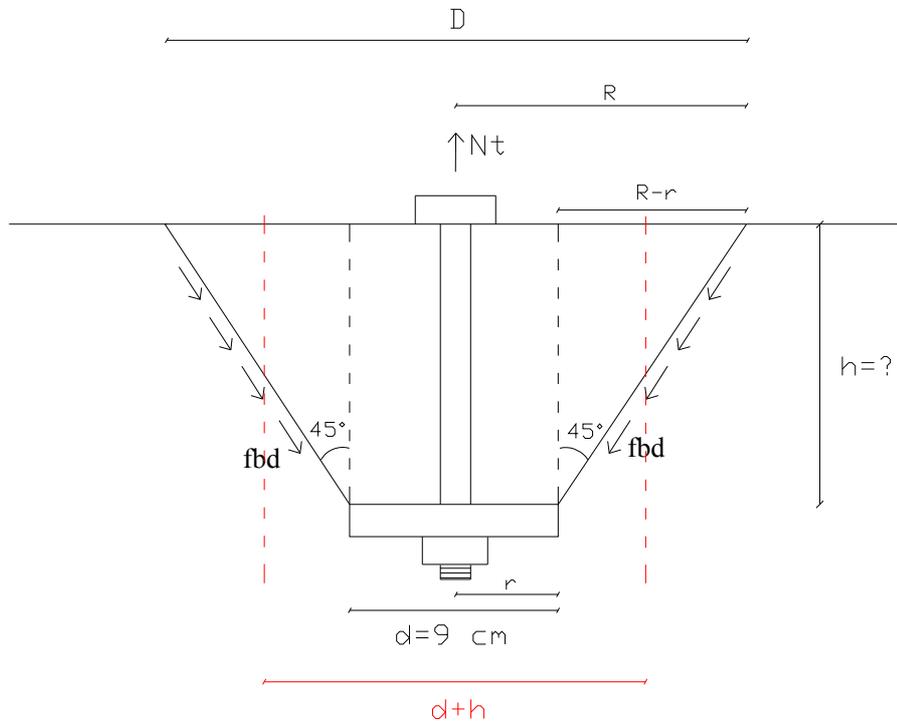
l'aliquota che compete la rosetta scelta, avente diametro pari a 9 cm e spessore di 1 cm, è:

$$\sigma_{cam} \cdot (d^2 - \Phi^2) \cdot \pi / 4 = 85 \cdot \pi \cdot (9^2 - 1.6^2) = 5236.6 \text{ kgf} = 52366 \text{ N}$$

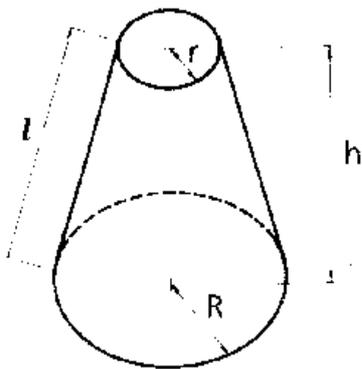
valore che risulta maggiore dello sforzo di trazione agente nel tirafondo; ciò significa che la presenza della rosetta permette di resistere ampiamente alla trazione e quindi il calcolo della forza di aderenza lungo il bullone stesso può essere tralasciato.

In ogni caso viene considerata una lunghezza di infissione almeno $\lambda \geq 20 \cdot \Phi_t = 20 \cdot 16 \text{ mm} = 320 \text{ mm}$, o meglio ancora $\lambda \geq 25 + 30 \cdot \Phi \rightarrow$ scelgo $\lambda = 45 \text{ cm}$.

a questo punto devo verificare la resistenza del cuneo di calcestruzzo attorno al tirafondo:



Dal prontuario per il calcolo di elementi strutturali si trova che per un tronco di cono vale:



$$S_l = \pi (R + r) \cdot l$$

$$l = \sqrt{(R - r)^2 + h^2}$$

l'incognita in esame è la profondità di infissione del tirafondo (quindi l'altezza h del tronco di cono); per trovarla si impone che lo sforzo di trazione agente nel tirafondo sia minore della forza di aderenza del calcestruzzo; tuttavia di solito si considera la superficie media rappresentata dal cilindro avente diametro d+h rappresentato in rosso in figura.

Si ha perciò: $\pi \cdot h \cdot (d + h) \cdot f_{bd} \geq N_t$

in cui $f_{bd} = 2.25 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot [0.7 \cdot 0.27 \cdot \sqrt[3]{(R_{ck}^2)}] / 1.6 = 2.27 \text{ MPa}$

sostituendo i valori numerici nell'espressione precedente (con $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $N_t = 29.5 \text{ kN}$), si ottiene,

$$h \geq 33.5 \text{ mm.}$$

- **Verifica delle dimensioni della piastra:** se essa non è eccessivamente grande posso supporre che il calcestruzzo sottostante sia uniformemente compresso con tutta l'area della piastra:

$$\sigma_{cls} = N/A_n \leq f_{cd} \text{ , con } A_n = \text{area netta} = A_{piastra} - A_{fori} = H \cdot B - n_t \cdot A_{fori} = H \cdot B - 4 \cdot \pi \cdot 17^2/4$$

$$= N / [(H \cdot B) - 4 \cdot \pi \cdot 17^2/4] \leq 12.97 \text{ MPa} \left(\leftarrow f_{cd} \text{ del cls con } R_{ck} = 25 \text{ MPa,} \right.$$

$$\left. \text{ricordando che } f_{cd} = 0.83 \cdot R_{ck}/1.6 \right)$$

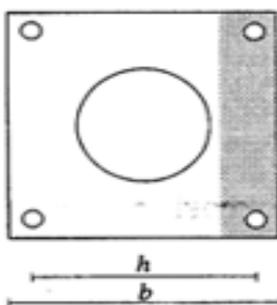
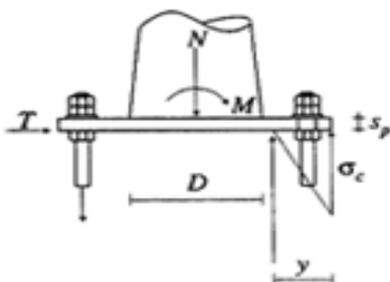
$H \cdot B \geq N/f_d + 4 \cdot \pi \cdot 17^2/4 = 11.4 \cdot 10^3 / 12.97 \text{ MPa} + 4 \cdot \pi \cdot 17^2/4 = 1786.9 \text{ mm}^2$; quindi la piastra adottata ($A_p = 420 \cdot 220 = 92400 \text{ mm}^2$) soddisfa ampiamente tale condizione.

- **Verifica spessore piastra:** per determinare lo spessore della piastra si utilizzano le seguenti relazioni

$$s_p = \sqrt{3 \frac{\sigma_f}{\sigma_{sp}} \cdot \frac{\sqrt{2h-D}}{\sqrt{2b-D}} \cdot a_f}$$

$$\sigma_c = \frac{1}{b} \frac{6N(d+a)y}{(3a-y)y^2 + K(c-y)(2c-b)} \cdot 10^2$$

$$\sigma_f = 15 \frac{c-y}{y} \sigma_c$$



in tali formule si ha : σ_f = tensione massima nel tirafondi

σ_c = pressione massima esercitata dalla piastra sul calcestruzzo

σ_{af} = tensione ammissibile nel tirafondo \rightarrow FeB 360 \rightarrow 1600 kgf/cm²

$b=H$ =larghezza della piastra = 420 mm

h = interasse tirafondi = 300 mm

D =diametro profilo tubolare= 193.7 mm

N = 11.4 kN = 1140 kgf

M = 20 kNm = 2000 kgfm

$d = M/N - H/2 = 20 \text{ kN} \cdot 10^3 \text{ mm} / 11.4 \text{ kN} - 420 \text{ mm} / 2 = 1540 \text{ mm}$

$(H-h)/2 = a \rightarrow a = (420-300)/2 = 60 \text{ mm}$

$H - a = c \rightarrow c = 420-60 = 360 \text{ mm}$

$180 \cdot A_{res,tirafondo} / H = K \rightarrow K = 180 \cdot 157 \text{ mm}^2 / 420 = 67.3 \text{ mm}$

in cui $A_{res,M16} = 157 \text{ mm}^2$

Ricavo l'altezza del rettangolo di pressione con la formula seguente:

$$y^3 + 3dy^2 + K(2d+H)y = K[H(d+H) - 2ac] ;$$

sostituendo i valori si ha: $y^3 + 4620 \cdot y^2 + 235550 \cdot y - 52494000 = 0$, che risolta fornisce $y = \underline{83.5 \text{ mm}}$.

Posso quindi calcolare i valori delle tensioni sul calcestruzzo e nel tirafondo:

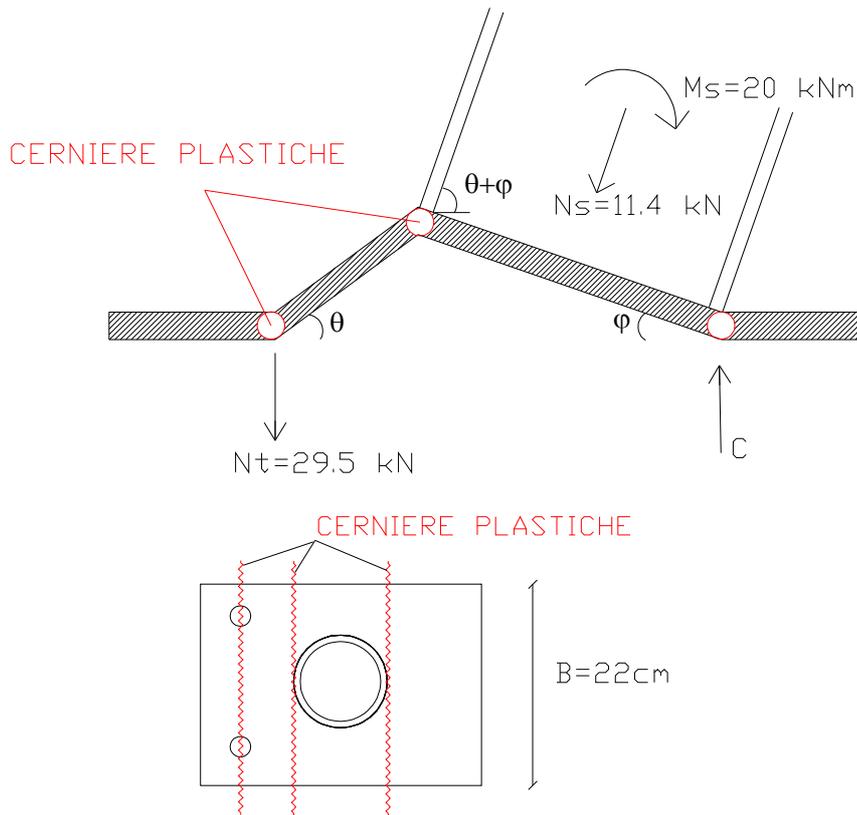
$$\sigma_c = 1/420 \text{ mm} \cdot [(6 \cdot 1140 \text{ kgf} \cdot 1604.4 \cdot 83.5) / (672822 + 5582535)] \cdot 10^2 = 34.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_t = 15 \cdot [(360-83.5)/83.5] \cdot 34.9 = 1733.5 \text{ kgf/cm}^2$$

infine lo spessore della piastra risulta:

$$s_p \geq \sqrt{[3 \cdot (1733.5/1600) \cdot ((\sqrt{2} \cdot 300 - 193.7) / (\sqrt{2} \cdot 420 - 193.7)) \cdot 157]} = 17.1 \text{ mm} = \underline{\underline{1.7 \text{ cm}}}$$

in alternativa per dimensionare lo spessore della piastra si può utilizzare un metodo in cui si accetta una minore rigidità della stessa tenendo conto di effetti leva parassiti e ipotizzando la formazione di cerniere plastiche, in corrispondenza della base del montante verticale e dei tirafondi, che interessano tutta la dimensione $B = 22 \text{ cm}$ della piastra:



una volta individuate le linee di plasticizzazione della piastra, si utilizza il principio dei lavori virtuali scrivendo l'uguaglianza tra il lavoro dissipato dalle cerniere plastiche e quello fatto dal momento sollecitante esterno:

$2 \cdot M_p \cdot (\theta + \varphi) = M_{est} \cdot \varphi$, da cui si ricava il valore di M_p : infatti posto $\theta = 2 \cdot \varphi$, si ha

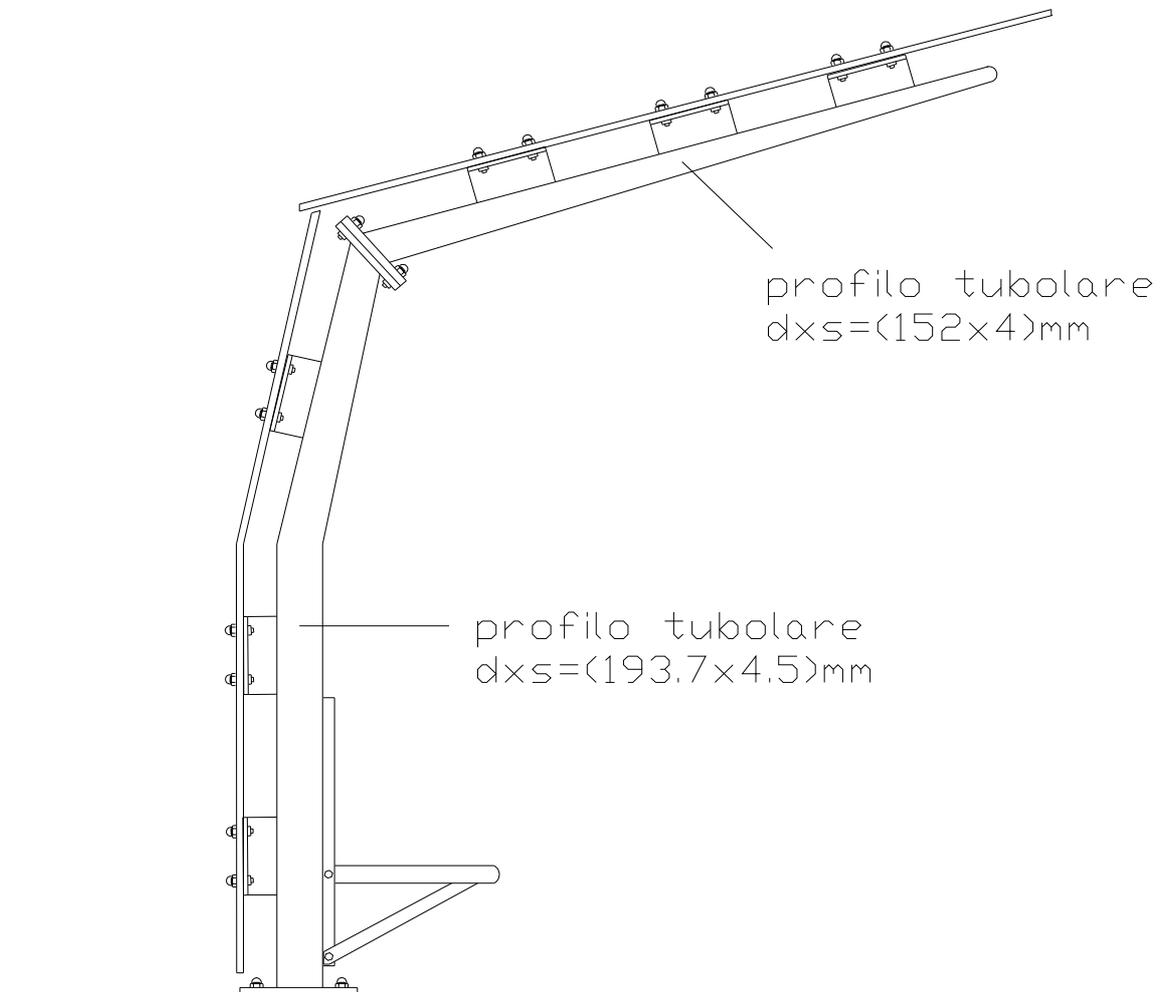
$$M_p = M_{est} / 6 = 20 \text{ kNm} / 6 = 3.3 \text{ kNm}$$

d'altra parte vale: $M_p = \frac{1}{4} \cdot s_{piastra}^2 \cdot B \cdot f_y$, da cui noto M_p si calcola il valore dello spessore della piastra:

$$\begin{aligned} s_{piastra} &= \sqrt{[(4 \cdot M_p) / (B \cdot f_y)]} = \sqrt{[(4 \cdot 3.3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}) / (220 \text{ mm} \cdot 235 \text{ MPa})]} = \\ &= 15.98 \text{ mm} \approx 16 \text{ mm} = \mathbf{1.6 \text{ cm}} \end{aligned}$$

valore simile a quello calcolato col metodo precedente.

SCHEMA CONCLUSIVO DELL'OPERA:



A conclusione di questo elaborato si desidera ringraziare **PMV**, Società del Patrimonio per la Mobilità Veneziana, nonché l'**A.T.I.**, Associazione Temporanea di Imprese che si occupa della realizzazione del sistema tranviario a guida vincolata di Mestre. Tra tutte le imprese coinvolte nello sviluppo dell'opera, un ringraziamento particolare va alla ditta **Sacaim** per la disponibilità e il materiale fornitomi.

NORME e RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Decreto ministeriale 9 gennaio 1996 *Norme tecniche per il calcolo l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- [2] “Norme tecniche per le costruzioni” del 2005.
- [3] C.N.R. 10011/97.
- [4] Vincenzo Perrone: “I collegamenti bullonati, chiodati e saldati”, 2002.
- [5] Giovanni Quattordio: “Sostegni tubolari in acciaio. Ingegneria applicativa. Elementi di progettazione e verifica”, 1997, pitagora.
- [6] Sito web ufficiale del tram di Mestre: <http://www.tramdimestre.it>