

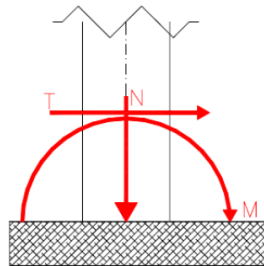
7. PROGETTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Come per l'analisi del comportamento longitudinale della struttura anche in questo caso è necessario analizzare il percorso di tensione. Esso si basa su tre passi fondamentali:

- colonna - giunto di base;
- giunto di base fondazione;
- fondazione - terreno.

7.1. COLONNA - GIUNTO DI BASE

A questo punto della progettazione le azioni sono state ricondotte al piede della colonna:



E per le quattro combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo assumono i seguenti valori:

Colonna	COMB.	N_{ed} [KN]	$V_{ed,z}$ [KN]	$M_{ed,y}$ [kNm]
Colonna 1	SLU1 (T+)	155.9	13.4	40.3
	SLU1 (T-)	155.9	14.2	44.8
	SLU2 (T+)	131.8	23.2	71.6
	SLU2 (T-)	131.8	23.9	76.1
	SLU3	85.2	23.4	72.7
	SLU4	161.9	0.6	3.2
Colonna 2	SLU1 (T+)	160.8	11.2	46.3
	SLU1 (T-)	160.8	10.5	41.8
	SLU2 (T+)	139.9	17.8	72.8
	SLU2 (T-)	139.9	17.1	68.3
	SLU3	93.2	17.6	71.6
	SLU4	161.9	0.6	3.2

Il passaggio delle tensioni dalla colonna (in acciaio) alla fondazione (in calcestruzzo), e successivamente al terreno, richiede un allargamento progressivo della sezione reagente per sopperire alla riduzione delle resistenze di acciaio, calcestruzzo e del complesso terreno-struttura.

Il collegamento tra la colonna e la fondazione in calcestruzzo armato avviene tramite un giunto di base costituito da una piastra collegata alla colonna tramite saldature a cordone d'angolo e collegata al plinto di fondazione tramite dei tirafondi.

7.1.1. DIMENSIONAMENTO DEL PIATTO DI BASE

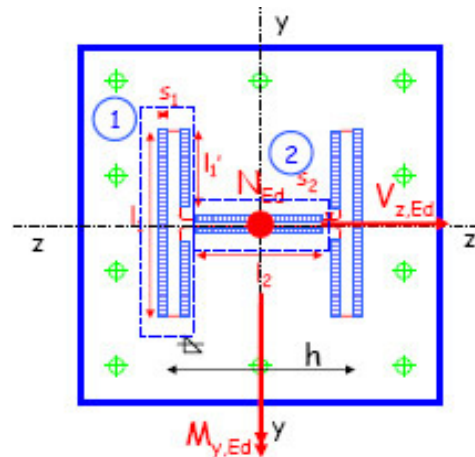
Per il piatto di base si considerano dimensioni in pianta che vanno tra 1,5 e 2 volte le dimensioni della colonna, la quale, essendo realizzata con un HE 240, presenta base uguale all'altezza e pari proprio a 240 mm.

- Base del piatto $b_p = 480 \text{ mm}$
- Altezza del piatto $h_p = 480 \text{ mm}$

7.1.2. PROGETTO DELLA SALDATURA

La colonna risulta collegata a tale piastra tramite una saldatura a cordoni d'angolo che deve essere opportunamente dimensionata.

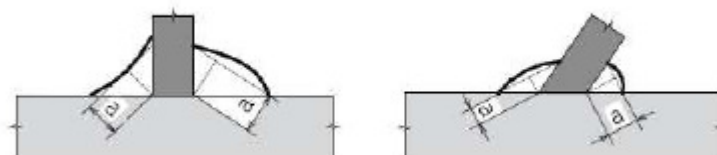
Le sollecitazioni presenti alla base della colonna sono riconducibili ad uno sforzo normale N_{Ed} , ad un taglio in direzione ortogonale dell'asse forte $V_{z,Ed}$ e ad un momento flettente $M_{y,Ed}$ con asse parallelo ad y .



Nel progetto in esame i parametri geometrici riportati in figura assumono i seguenti valori:

$h = 240 \text{ mm}$	dimensione colonna;
$l_1 = 240 \text{ mm}$	
$l_1' = 94 \text{ mm}$	
$l_2 = 164 \text{ mm}$	
$r = 21 \text{ mm}$	raccordo colonna;
$h_p = b_p = 480 \text{ mm}$	dimensioni piastra in acciaio;
$t_f = 17 \text{ mm}$	spessore flangia;
$t_w = 10 \text{ mm}$	spessore anima.

La sezione resistente delle saldature (sezione di gola) può immaginarsi ribaltata sul piano del piatto di base.



In fase di progetto si può ipotizzare che i cordoni d'ala si facciano carico delle azioni normali e che quelli d'anima portino le azioni tangenziali.

In altre parole si assume che, in fase di progetto, i cordoni centrifugati (cordone 1) assorbano le sollecitazioni normali mentre il cordone d'anima (cordone 2) assorbano gli sforzi di taglio.

Quindi indicando con a_i lo spessore del cordone (larghezza della sezione di gola) nelle ipotesi fatte i due cordoni sono soggetti alle seguenti sollecitazioni:

- Cordone 1

$$n_1 = \frac{N_{Ed}/2 + M_{y,Ed}/h}{a_1 \cdot (l_1 + 2 \cdot l'_1)}$$

- Cordone 2

$$\tau_1 = \frac{V_{x,Ed}}{2 \cdot a_2 \cdot l_2}$$

In fase di Verifica la Normativa vigente richiede che siano verificate le seguenti disequazioni:

$$\sqrt{n_1^2 + t_1^2 + t_{II}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_1| + |t_1| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

In funzione delle caratteristiche tensionali esistenti per il cordone 1 e 2 le relazioni precedenti si semplificano in quelle di seguito riportate:

- Cordone 1

$$n_1 \leq \min(\beta_1, \beta_2) \cdot f_{yk}$$

- Cordone 2

$$\tau_1 \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

se tali verifiche risultano soddisfatte vuol dire che siamo riusciti a trasmettere le azioni dal piede della colonna alla testa al piatto e questo è il ruolo svolto dalle saldature che stiamo progettando.

I coefficienti β_1 e β_2 dipendono dal tipo di acciaio

$$\beta_1 = 0,70 \quad \text{per un acciaio S275}$$

$$\beta_2 = 0,85 \quad \text{per un acciaio S275}$$

Dalle relazioni inverse si ricavano gli spessori minimi del cordone 1 " a_1 " e del cordone 2 " a_2 ":

$$a_1 = \frac{N_{Ed}/2 + M_{y,Ed}/h}{n_1 \cdot (l_1 + 2 \cdot l'_1)}$$

$$a_2 = \frac{V_{x,Ed}}{2 \cdot \tau_1 \cdot l_2}$$

Ricordando che se a_i è la sezione di gola $s_i = a_i \cdot \sqrt{2}$.

Tale calcolo va effettuato per ogni combinazione di carico e per entrambe le colonne.

Abbiamo quindi lavorato in una ipotesi semplificata della ripartizione dei carichi, la quale può essere adottata in fase di progetto ma non in fase di verifica delle saldature.

Pensando alla distribuzione alla Jourawski delle tensioni tangenziali da Taglio è però impossibile pensare che anche i cordoni d'ala prendano un contributo del Taglio; di conseguenza tale assunzione sarà adottata anche in fase di verifica.

Nel progetto in esame abbiamo ottenuto:

<i>Progetto Saldature</i>					
Colonna	COMB.	a_1 [mm]	a_2 [mm]	$a_{1,eff}$ [mm]	$a_{2,eff}$ [mm]
Colonna 1	SLU1 (T+)	2.986	0.425	10	10
	SLU1 (T-)	3.213	0.449	10	10
	SLU2 (T+)	4.423	0.735	10	10
	SLU2 (T-)	4.650	0.759	10	10
	SLU3	4.196	0.742	10	10
	SLU4	1.143	0.020	10	10
Colonna 2	SLU1 (T+)	3.318	0.355	10	10
	SLU1 (T-)	3.090	0.331	10	10
	SLU2 (T+)	4.528	0.565	10	10
	SLU2 (T-)	4.301	0.542	10	10
	SLU3	4.189	0.559	10	10
	SLU4	1.143	0.020	10	10

7.1.3. VERIFICA DELLA SALDATURA

Per la verifica dei cordoni si considera lo stato tensionale reale a cui sono soggette le saldature, per cui indicando con:

- A_w area sezione resistente della saldatura

$$A_w = 2 \cdot a_1 \cdot (l_1 + 2 \cdot l_1') + 2 \cdot a_2 \cdot l_2$$

- $I_{y,w}$ momento di inerzia baricentrico rispetto ad y della sezione resistente della saldatura

$$I_{y,w} = \frac{l_1 \cdot a_1^3}{12} + \frac{2 \cdot l_1' \cdot a_1^3}{12} + \frac{a_2 \cdot l_2^3}{12} + 2 \cdot a_1 \cdot l_1 \cdot \left(\frac{a_1 + h}{2}\right)^2 + 4 \cdot a_1 \cdot l_1' \cdot \left(\frac{h - a_1}{2}\right)^2$$

il massimo stato tensionale agente sui due cordoni è il seguente:

- Cordone 1

$$n_1 = \frac{N_{Ed}}{A_w} + \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,w}} \cdot \frac{h + a_1}{2}$$

- Cordone 2

$$n_1 = \frac{N_{Ed}}{A_w} + \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,w}} \cdot \frac{l_2}{2}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{z,Ed}}{2 \cdot a_2 \cdot l_2}$$

Le relazioni da verificare sono sempre quelle stabilite da Normativa:

$$\sqrt{n_1^2 + t_1^2 + t_2^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_1| + |t_1| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

Verifica cordone 1				
A_w [mm ²]	$I_{w,y}$ [mm ⁴]	n_{ort} [Mpa]	n_{res} [Mpa]	esito
11840	117003800	56.25605	192.5	verificato
11840	117003800	61.05813	192.5	verificato
11840	117003800	87.67085	192.5	verificato
11840	117003800	92.47294	192.5	verificato
11840	117003800	84.91207	192.5	verificato
11840	117003800	17.06339	192.5	verificato
11840	117003800	63.05407	192.5	verificato
11840	117003800	58.25199	192.5	verificato
11840	117003800	89.54433	192.5	verificato
11840	117003800	84.74224	192.5	verificato
11840	117003800	84.42075	192.5	verificato
11840	117003800	17.06339	192.5	verificato
11840	117003800	56.25605	192.5	verificato

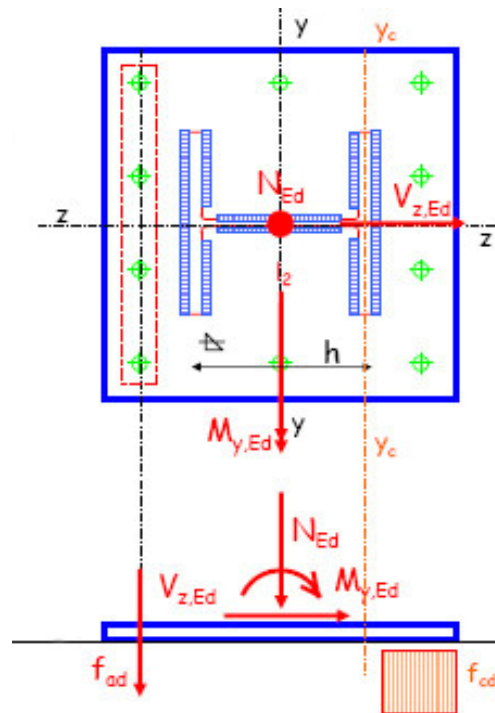
<i>Verifica cordone 2</i>							
I verifica					II verifica		
n_{ort} [MPa]	τ_{ort} [MPa]	tens sol	tens res	esito	tens.sol.	tens.res.	esito
41.43468	4.094512	41.6365	192.5	verificato	45.73101	233.75	verificato
44.58485	4.321646	44.79381	192.5	verificato	49.11546	233.75	verificato
61.34207	7.074085	61.74862	192.5	verificato	68.82271	233.75	verificato
64.49224	7.300915	64.90418	192.5	verificato	72.20509	233.75	verificato
58.17653	7.139939	58.61304	192.5	verificato	65.75297	233.75	verificato
15.89607	0.189024	15.89719	192.5	verificato	16.08622	233.75	verificato
46.03519	3.414634	46.16166	192.5	verificato	49.57629	233.75	verificato
42.88502	3.187805	43.00334	192.5	verificato	46.19114	233.75	verificato
62.80603	5.441463	63.04131	192.5	verificato	68.48278	233.75	verificato
59.65586	5.214634	59.88334	192.5	verificato	65.09797	233.75	verificato
58.08922	5.37561	58.33742	192.5	verificato	63.71303	233.75	verificato
15.89607	0.189024	15.89719	192.5	verificato	16.08622	233.75	verificato

Visto che le verifiche sono soddisfatte vuol dire che il collegamento della colonna al piatto risulta ben progettato; le sollecitazioni N, M, V sono state trasferite in testa al piatto.

7.2. GIUNTO DI BASE - FONDAZIONE

La sezione di contatto tra piastra di base e fondazione in calcestruzzo, nell'ipotesi che la piastra sia sufficientemente rigida, si comporta come una sezione in cemento armato in cui l'armatura è costituita dai tirafondi, barre filettate che vano opportunamente progettate.

In questa fase si vuol calcolare il numero di tirafondi necessari a trasferire le azioni dalla colonna alla fondazione. Inoltre si passerà anche al calcolo di costole di irrigidimento per la piastra. Si precisa sin d'ora che il calcestruzzo usato per la fondazione è di classe 40/50.



Abbiamo una fondazione in cemento armato ed il piatto metallico; il problema è verificare, prima ancora che il piatto sia sufficientemente resistente, che la piastra, soggetta ad uno sforzo normale, taglio e momento, non determini un eccesso di tensioni all' interfaccia, quindi sulla parte in cemento armato.

La sezione di verifica è quella di interfaccia nella quale sono a contatto una parte metallica ed una in cemento armato; tra le due l'elemento meno resistente è la parte in cemento armato.

Tale sezione in cemento armato presenta una parte compressa ed una parte tesa nella quale sono disposte come armature i tirafondi.

L'idea di progettazione è quella di considerare la sezione delimitata dalla piastra come una sezione in cemento armato presso inflessa che di conseguenza presenta una parte compressa e delle armature tese rappresentate dai tirafondi.

In ambito progettuale, inoltre, siccome la struttura in oggetto è caratterizzata da sforzi normali molto piccoli, essendo gli elementi metallici leggeri, e momenti rilevanti, dovuti ai carichi estrerni, possiamo fare una approssimazione a vantaggio di sicurezza e considerare la nostra sezione non presso inflessa ma solamente inflessa.

7.2.1. CALCOLO E VERIFICA DEI TIRAFONDI

Calcolo numero di tirafondi

Imponendo le dimensioni della piastra come il doppio delle dimensioni della colonna si deve passare al calcolo dei tirafondi necessari al trasferimento delle azioni scaricate dalla colonna. Supponendo la piastra sufficientemente rigida la sezione di contatto tra piastra di base e fondazione in calcestruzzo si comporta come una sezione in cemento armato in cui l'armatura è costituita dai tirafondi.

Dalla teoria del cemento armato per sezioni inflesse, il calcolo dell' armatura minima resistente, che nel progetto in esame equivale all' area minima dei tirafondi, si ottiene con la seguente relazione:

$$A_{s,min,tirafondi} = \frac{|M_{y,Ed}|}{0,85 \cdot h_p \cdot f_{ad}}$$

Indicando con h_p l'altezza della piastra pari a $2h$ e con f_{ad} la tensione di progetto dei bulloni che costituiscono i tirafondi:

$$f_{ad} = \frac{f_{ak}}{\gamma_{M2}} = \frac{f_{ak}}{1.25}$$

Nel progetto in esame risulta che utilizzando come tirafondi bulloni $\Phi 20$ di classe 8.8 il numero minimo di elementi da disporre è 3, come si dimostra nella tabella seguente:

Progetto tirafondi		
$A_{s,min,tir}[mm^2]$	n.bull _{calc}	n.bull _{eff}
449	1.4	3
499	1.6	
798	2.5	
848	2.7	
810	2.6	
35	0.1	
516	1.6	
466	1.5	
811	2.6	
760	2.4	
798	2.5	
35	0.1	

I tirafondi verranno disposti simmetricamente rispetto al baricentro della trave sui due lembi della piastra vista la possibilità che l'eccentricità della sollecitazione possa variare facendo cambiare la zone sollecitata a trazione con quella a compressione e viceversa.

Scelto quindi il numero di bulloni si passa alla verifica allo stato limite ultimo per tensioni normali e per tensioni tangenziali.

Verifica allo S.L.U. per tensioni normali

In fase di verifica consideriamo inefficace l'armatura in compressione a vantaggio di sicurezza.

Dall' equilibrio alla traslazione si ricava la posizione dell'asse neutro per poi calcolare il momento resistente ultimo della sezione da confrontare con il momento sollecitante.

$$0,8 \cdot y_c \cdot b_p \cdot f_{cd} - A_a \cdot f_{ad} = N_{Ed}$$

$$y_c = \frac{N_{Ed} + A_a \cdot f_{ad}}{0,8 \cdot b_p \cdot f_{cd}}$$

y_c identifica la posizione dell' asse neutro in condizioni di Stato Limite Ultimo, esso quindi non rappresenta la posizione dell' asse neutro relativa al momento applicato ma bensì l'asse neutro che corrisponde al momento ultimo della sezione sotto lo sforzo normale assegnato.

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot y_c \cdot b_p \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h_p}{2} - 0,4 \cdot y_c \right) + A_a \cdot f_{ad} \cdot \left(\frac{h_p}{2} - d' \right)$$

$$M_{y,Ed} \leq M_{Rd}$$

Se tale condizione è soddisfatta ho dimostrato che se il mio sistema è in grado di funzionare in modo tale che la sezione di interfaccia sia assimilabile ad una sezione in cemento armato, il momento resistente di tale sezione è superiore al momento sollecitante per cui il giunto nel suo complesso risulta localmente verificato.

Verifica allo S.L.U. per tensioni tangenziali

La colonna trasmette anche una sollecitazione tagliante della quale si faranno carico i tirafondi d'anima che trasmettono tale azione prettamente per tranciametro.

Nella verifica a taglio vengono considerati solo i tirafondi d'anima, per cui calcolando la resistenza a tranciamento di un singolo bullone $F_{v,Rd}$ e moltiplicandola per il numero di bulloni d'anima disposti, affinché la verifica sia soddisfatta, essa dovrà risultare maggiore del taglio sollecitante.

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot f_{cb} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Dovrà risultare:

$$V_{z,Ed} \leq n_{b,v} F_{v,Rd}$$

La sezione di scorrimento sarà evidentemente unica.

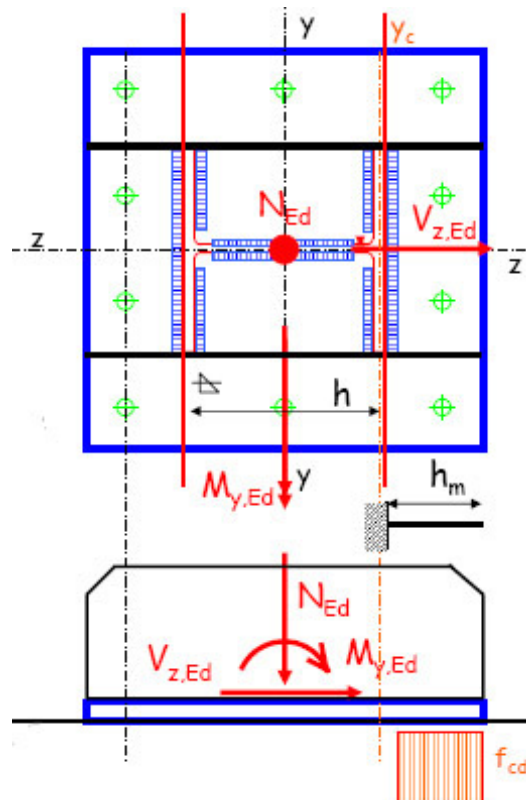
Nel progetto in esame le verifiche precedentemente esposte hanno condotto alle analisi riassunte nella tabella seguente:

<i>Verifica per tensioni normali SLU</i>			
y_c [mm]	$M_{R,Ed}$ [kNm]	$M_{ed,y}$ [kNm]	esito
41.738	117.699	40.329	Verif. Soddisf.
41.738	117.699	44.824	Verif. Soddisf.
38.967	112.689	71.641	Verif. Soddisf.
38.967	112.689	76.136	Verif. Soddisf.
33.606	102.844	72.748	Verif. Soddisf.
42.417	118.918	3.176	Verif. Soddisf.
42.295	118.700	46.309	Verif. Soddisf.
42.295	118.700	41.814	Verif. Soddisf.
39.896	114.375	72.755	Verif. Soddisf.
39.896	114.375	68.261	Verif. Soddisf.
34.535	104.565	71.649	Verif. Soddisf.
42.417	118.918	3.176	Verif. Soddisf.

<i>Verifica per tensioni tangenziali SLU</i>			
$F_{V,Rd}$ [N]	$F_{V,Rd,to}$ † [N]	$V_{ed,z}$ [kN]	esito
94080	188160	13.430	Verif. Soddisf.
94080	188160	14.175	Verif. Soddisf.
94080	188160	23.203	Verif. Soddisf.
94080	188160	23.947	Verif. Soddisf.
94080	188160	23.419	Verif. Soddisf.
94080	188160	0.620	Verif. Soddisf.
94080	188160	11.200	Verif. Soddisf.
94080	188160	10.456	Verif. Soddisf.
94080	188160	17.848	Verif. Soddisf.
94080	188160	17.104	Verif. Soddisf.
94080	188160	17.632	Verif. Soddisf.
94080	188160	0.620	Verif. Soddisf.

7.2.2. COSTOLE DI IRRIGIDIMENTO

Il passaggio delle sollecitazioni dal giunto di base alla fondazione dipende anche dalla resistenza della piastra che deve essere opportunamente verificata. Inoltre, nell'analisi globale della struttura si è schematizzato il giunto di base come un incastro; è necessario, dunque, che esso sia pure dotato di sufficiente rigidezza. Con lo scopo di soddisfare entrambe le esigenze è opportuno inserire due costole di irrigidimento in direzione ortogonale a quella dell'asse forte della sezione della colonna.



Se non considerassi la presenza delle costole di irrigidimento e volessi fare una verifica della piastra studierei un piatto soggetto ad una sollecitazione dal basso verso l'alto pari a f_{cd} come illustrato precedentemente.

Se considero una sezione di verifica a filo colonna posso calcolarmi il momento sollecitante $M_{p,Ed}$ e determinare lo spessore s_p della piastra con la seguente relazione:

$$\frac{M_{p,Ed}}{W_p} = \frac{M_{p,Ed}}{b_p \frac{s_p^2}{4}} = f_{ad} \text{ e ricavare } s_p \longrightarrow s_p = \sqrt{\frac{4M_{p,Ed}}{b_p \cdot f_{ad}}}$$

In questo modo abbiamo calcolato lo spessore che dovrebbe avere la piastra affinché questa non si rompa quando la sezione di interfaccia raggiunge lo S.L.U. Facendo tale calcolo è possibile ottenere spessori anche dell'ordine di 3-4 cm, che sono valori troppo elevati, non sono spessori tecnologicamente fattibili.

Da queste considerazioni nasce la necessità di inserire le costole di irrigidimento che hanno il vantaggio di rendere la sezione di riferimento molto più rigida e quindi più resistente.

Introduciamo quindi delle costole aventi un'altezza pari alla metà della base della colonna ed immaginando di avere un piatto non troppo spesso come quello calcolato ma fissiamo uno spessore s :

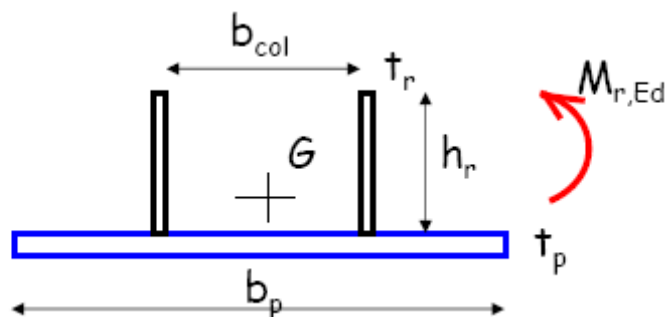
dimensioni costole:

$$s = 20 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm}$$

Con l'introduzione delle costole rendiamo il piatto effettivamente rigido e risulta quindi possibile applicare le ipotesi alla base della teoria della trave, in particolare la conservazione delle sezione piane.

Come detto l'introduzione delle costole di irrigidimento comporta un cambiamento sostanziale della nostra sezione resistente che non sarà più rettangolare ma avrà la forma illustrata nella figura seguente:



Tale sezione dovrà essere opportunamente verificata con la seguente relazione:

$$\frac{M_{r,Ed}}{W_{el}} \leq f_{ad}$$

Per la determinazione dei termini della disequazione precedente è possibile procedere con i seguenti passaggi analitici:

$$A = b_p \cdot t_p + 2 \cdot s \cdot h_r$$

$$S_{xxx} = b_p \cdot \frac{t_p^2}{2} + 2 \cdot s \cdot h_r \cdot \left(t_p + \frac{h_r}{2} \right)$$

$$y_G = \frac{S_{xxx}}{A}$$

$$I_G = \frac{b_p \cdot t_p^3}{12} + \frac{2 \cdot s \cdot h_r^3}{12} + t_p \cdot b_p \cdot \left(y_G - \frac{t_p}{2} \right)^2 + 2 \cdot s \cdot h_r \cdot (h_r + t_p - y_G)^2$$

$$W_{el,inf} = \frac{I_G}{y_G}$$

$$W_{el,sup} = \frac{I_G}{h_p + t_p - y_G}$$

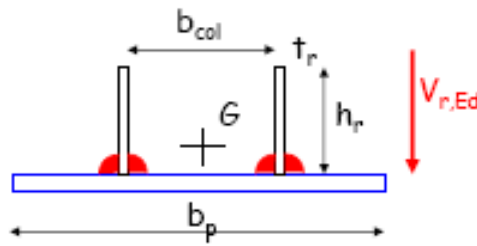
$$M_{r,Ed} = b_p \cdot \frac{h_m^2}{2} \cdot f_{cd}$$

Se la verifica è soddisfatta ho fatto in modo da un lato di rendere sufficientemente rigida la sezione e dall' altro ho reso molto più rigido il piano di interfaccia il che mi consente di rendere effettivamente valide le ipotesi alla base della teoria della trave che mi permettono di studiare la sezione di interfaccia invocando il principio di conservazione della sezione piana.

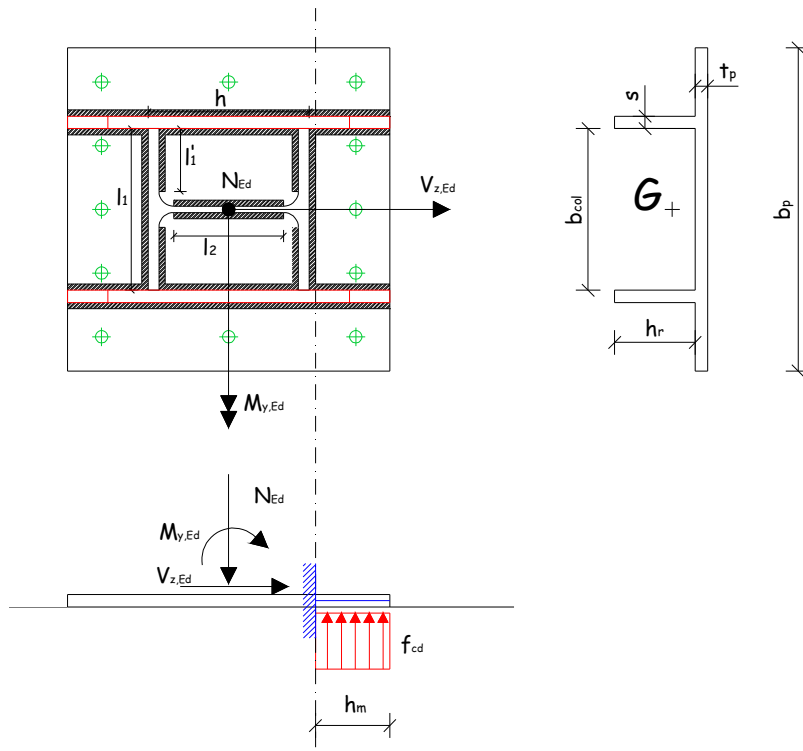
Nel progetto in esame la verifica della sezione costolonata è riassunta nella tabella seguente:

VERIFICA COSTOLA DI IRRIGIDIMENTO									
S [mm ³]	y_g [mm]	I_{rg} [mm ⁴]	W_{el,inf} [mm ³]	W_{el,sup} [mm ³]	M_{R,Ed} [kNm]	σ_{Ed,i} [MPa]	σ_{Ed,s} [MPa]	σ_{Rd} [MPa]	ESITO
480000	33,3	41813333	1254400	392000	78,336	62,449	199,8367	220	Verif. Soddisf.

Le costole per essere efficace devono essere opportunamente collegate, tale unione sarà realizzata per mezzo di saldature come illustrato nella figura seguente:



Per dimensionare la saldatura che connette costole e piastra si può effettuare una verifica a taglio, responsabile dello scorrimento, valutando la sollecitazione rispetto allo stesso schema di mensola:



Dobbiamo andare a calcolarci il taglio, perché è esso causa dello scorrimento.

Il taglio massimo è $V_{t,Ed} = b_p \cdot h_m \cdot f_{cd}$ ed è proprio la risultante del carico che sollecita la piastra dal basso.

La sollecitazione tagliante sarà portata dai 4 cordoni d'angolo inseriti in figura.

Supponiamo τ l'effetto del taglio; con un calcolo elastico basato sulla formula di Jourawsky si può stimare la sollecitazione all'interfaccia saldatura-piastra:

$$\tau = \frac{V_{r,Ed} \cdot S'}{I_{r,G} \cdot 4a} = \frac{V_{r,Ed} b_p t_p (y_G - t_p/2)}{I_{r,G} 4a} \leq \beta_1 f_{yk}$$

Dove S' è il momento statico del piatto rispetto al baricentro G .

La relazione precedente mi fornisce la tensione massima indotta dal taglio sulla sezione di interesse; tale τ dovrà risultare inferiore al valore $\beta_1 f_{yk}$ affinché la verifica sia soddisfatta.

Il mio intento è stabilire uno spessore opportuno per la saldatura che posso facilmente determinare dalla relazione precedente.

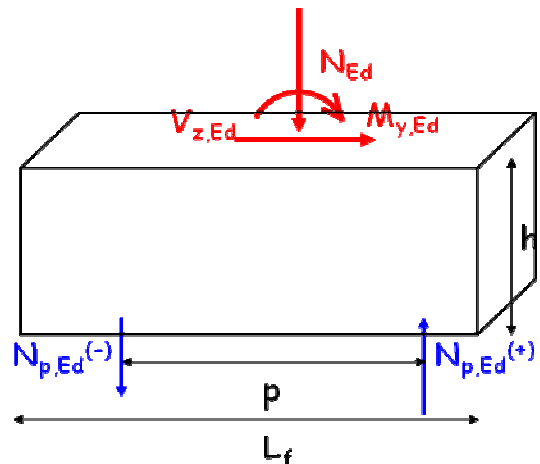
Nel progetto in esame le analisi condotte sono riassunte nella tabella seguente:

SALDATURA COSTOLA - PIASTRA					
a_3 [mm]	$V_{r,Ed}$ [N]	S' [mm ³]	$\tau_{//}$ [MPa]	τ_{Rd} [MPa]	ESITO
10	1305600	224000	174,8571	192,5	Verif. Soddisf.

7.3. FONDAZIONE - TERRENO

Le azioni alla base della colonna sono state, dunque trasmesse in fondazione. Diverse soluzioni sono possibili per la realizzazione dell' elemento di fondazione. In ogni caso, la fondazione dovrà trasmettere al terreno azioni normali caratterizzate da notevole eccentricità.

Per questa ragione, può essere conveniente ricorrere ad una soluzione su pali.



Non volendo effettuare valutazioni quantitative sulla portata dei pali e sui dettagli relativi alle fondazioni su pali si assumerà un palo di dimensioni 50 cm.

Le dimensioni del plinto possono derivarsi da regole tecnologiche, in funzione del diametro del palo:

$$h_f = 1,5 \cdot d = 75 \text{ cm}$$

$$p = 3 \cdot d = 150 \text{ cm}$$

$$L_f = 5 \cdot d = 250 \text{ cm}$$

$$b_f = 2 \cdot d = 100 \text{ cm}$$

Quindi indicando con $P_{f,Ed}$ il peso della fondazione:

$$P_{f,Ed} = \gamma_g \cdot L_f \cdot h_f \cdot b_f \cdot \gamma_{cls}$$

i valori di sforzo normale agenti sui due pali sono:

$$N_{p,Ed}^{(-)} = \frac{N_{Ed} + P_{f,Ed}}{2} - \frac{M_{y,Ed} + V_{z,Ed} \cdot h_f}{2}$$

$$N_{p,Ed}^{(+)} = \frac{N_{Ed} + P_{f,Ed}}{2} + \frac{M_{y,Ed} + V_{z,Ed} \cdot h_f}{2}$$

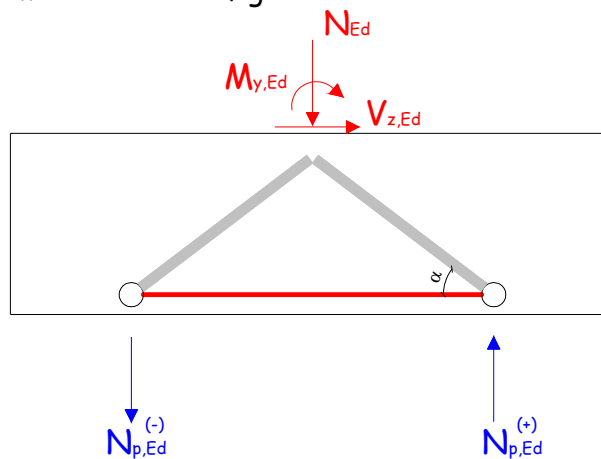
Valutati gli sforzi normali dobbiamo ora vedere se il palo è grado di sopportare tali azioni.

Ovviamente il calcolo di $N_{p,Ed}^{(-)}$ e $N_{p,Ed}^{(+)}$ è relativo ad ogni combinazione di carico; quando siamo nella combinazione di carico che prevede i carichi permanenti amplificati dovremo aumentare anche il peso attraverso il coefficiente γ_g che vale 1,0 o 1,3 coerentemente con la combinazione desiderata.

Noi vogliamo far passare le azioni dalla testa del plinto alla testa del palo, e ciò avviene se il plinto non si spezza, dobbiamo quindi dare una necessaria resistenza flessione e tagliante al plinto.

Il plinto per come l'abbiamo dimensionato è un elemento tozzo e noi progetteremo l'armatura longitudinale dell' elemento basandosi sullo studio di meccanismi tirante-puntone.

Trascurando per un attimo la presenza del momento e del taglio, l' idea è quella di avere la trasmissione dello sforzo normale dal plinto ai pali per mezzo di due puntone che si vengono idealmente a formare nel plinto di calcestruzzo i quali, per essere in equilibrio, necessitano di un collegamento alla base che sarà realizzato per mezzo di barre metalliche disposte nella parte inferiore del plinto come illustrato in figura:



Tale maglia triangolare rappresenta un sistema isostatico dal quale posso valutare tutti gli sforzi mediante considerazioni di equilibrio.

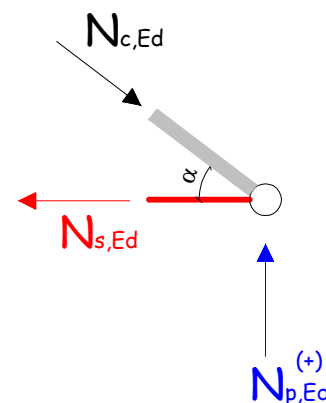
Dobbiamo controllare da un lato che la compressione non sia troppo grande perché ci potrebbe essere una crisi per schiacciamento del puntone e dall'altro controllare lo sforzo di trazione dal quale ricaviamo l'armatura.

Quindi considerando lo schema in figura si calcola lo sforzo a cui è soggetto il puntone in calcestruzzo, nonché quello che sollecita il tirante (armatura longitudinale). Con tali valori si fa il progetto dell'armatura longitudinale e la verifica del livello tensionale nel calcestruzzo con le relazioni riportate di seguito:

$$N_{c,Ed} = \frac{N_{p,Ed}^{(+)}}{\sin \alpha} \leq N_{c,Rd} \cong 0,9 \cdot b_f \cdot h_f \cdot \frac{f_{cd}}{2}$$

$$N_{s,Ed} = \frac{N_{p,Ed}^{(+)}}{\tan \alpha}$$

$$A_{s,long} = \frac{N_{s,Ed}}{f_{sd}}$$



E' importante sottolineare che il traliccio resistente considerato è valido nel caso di presenza di momenti di piccola entità o del tutto assenti; in caso contrario tale meccanismo resistente sarebbe più complesso.

Nel progetto in esame si è ritenuto opportuno utilizzare barre $\phi 20$ come armatura longitudinale ed un acciaio da carpenteria Fe355.

Le analisi condotte sono riassunte nelle tabelle seguenti:

PROGETTO ARMATURA LONGITUDINALE					
$P_{f,Ed}$ [kN]	$N_{p,Ed}^{(+)}$ [kN]	$N_{p,Ed}^{(-)}$ [kN]	$N_{c,Ed}$ [kN]	$N_{c,Rd}$ [kN]	ESITO
60.9375	142.0404	74.83812	194.295	7650	Verif. Soddisf.
60.9375	145.4095	71.46902	198.9035		Verif. Soddisf.
60.9375	155.7425	37.01802	213.0379		Verif. Soddisf.
60.9375	159.1111	33.64942	217.6458		Verif. Soddisf.
46.875	126.2251	5.8089	172.6615		Verif. Soddisf.
60.9375	113.8228	108.9677	155.6966		Verif. Soddisf.
60.9375	147.3382	74.39328	201.5418		Verif. Soddisf.
60.9375	143.9696	77.76188	196.934		Verif. Soddisf.

PROGETTO ARMATURA LONGITUDINALE				
$N_{s,Ed}$ [kN]	$A_{s,long}$ [mm ²]	$n_{barre,min}$	$n_{barre,eff}$	$A_{s,eff}$ [mm ²]
155.80	477.77	1.52	7	2199,115
166.87	511.73	1.63		
170.48	522.79	1.66		
135.24	414.74	1.32		
121.95	373.99	1.19		
157.86	484.11	1.54		
154.25	473.04	1.51		
169.13	518.65	1.65		

A questo punto si passa al calcolo dell'armatura longitudinale e trasversale del palo, per cui bisogna valutare le massime sollecitazioni a cui è soggetto l'elemento.

Volendo considerare il palo come una trave elastica su suolo elastico alla Winkler, bisogna valutare il parametro α per determinare la lunghezza d'onda del palo considerato.

Considerando un calcestruzzo di classe 25/20 il modulo elastico $E_{cm}=22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}$ risulta essere pari a 31475 MPa.

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = 306796 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{d \cdot 1}{4 \cdot E \cdot I}} = 0,000337 \text{ mm}^{-1}$$

$$L = \frac{2 \cdot \pi}{\alpha} = 18,62 \text{ m}$$

Nel progetto in esame si è pervenuti ai seguenti valori:

$$K_0 = 0,01 \text{ N/mm}^3$$

$$E_c = 28460 \text{ MPa}$$

$$K = 5 \text{ N}$$

$$I = 3,068E+09 \text{ mm}^4$$

$$\alpha = 0,0003459 \text{ mm}^{-1}$$

$$L = 18,164505 \text{ m}$$

$$L/2 = 9,0822525 \text{ m}$$

$$L_{\text{palo}} = 10 \text{ m}$$

Predisponendo un palo di lunghezza superiore ad $L/2$ è possibile adottare il modello di trave elastica su suolo elastico. In particolare vista la disposizione dei pali, sono impedito le rotazioni alla testa del palo. Il modello di trave è pertanto quello di trave elastica di lunghezza semi-infinita con doppio pendolo e forza tagliente F all'estremità, equivalente a quello di trave di lunghezza infinita con carico doppio ($2F$) al centro.

Quindi conoscendo lo sforzo normale a cui è soggetto l'elemento, e calcolando il momento massimo attraverso la seguente relazione

$$M_{\text{max}} = \frac{2 \cdot F}{4 \cdot \alpha}$$

si procede alla determinazione dell'armatura longitudinale con un progetto di tipo tabellare (F è il massimo taglio a cui è soggetto l'elemento).

Quindi entrando nel grafico con i seguenti valori:

$$\frac{1}{v_u} = \frac{\pi \cdot d^2 / 4 \cdot f_{sd}}{N_{Ed}}$$

$$\frac{s}{d} = \frac{M_{Ed} / N_{Ed}^{(+)}}{d}$$

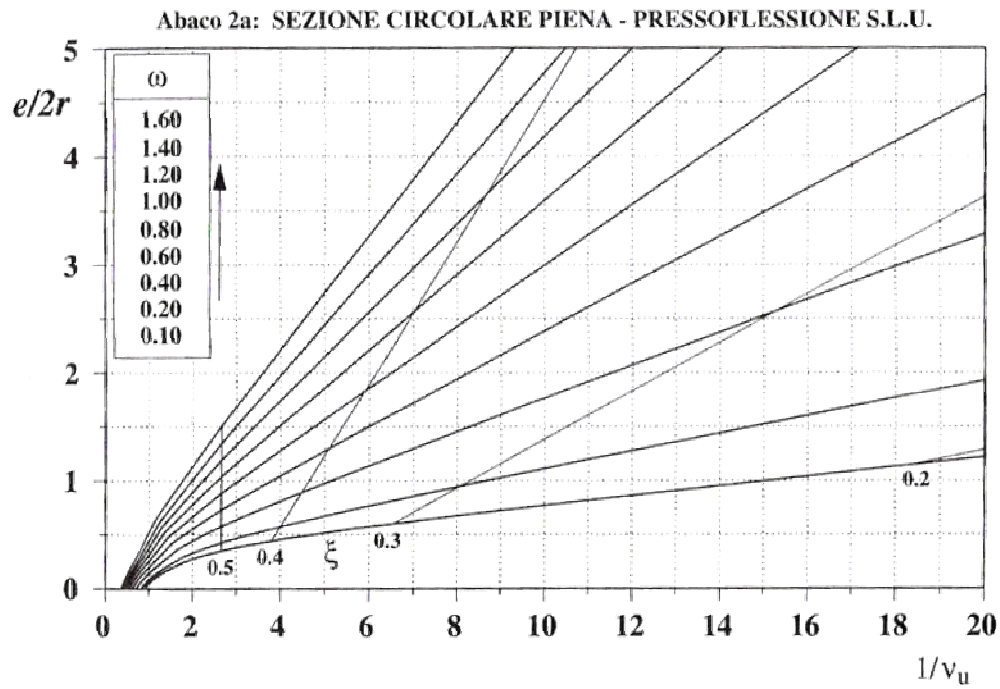


Fig. 4.3a: Abaco per sezione circolare per $d'/2r = 0.05$

Si ricava il valore di ω e quindi l'armatura longitudinale minima. Dai dati numerici a disposizione si ha che l'armatura longitudinale sarà costituita da $8 \Phi 20$.

Ricavata l'armatura longitudinale si passa alla determinazione di quella trasversale. Per cui come per la fondazione si calcola il V_{Rd} della sola sezione di calcestruzzo che anche in questo caso risulta essere maggiore del taglio sollecitante, per cui si predispone una spirale con ferri $\Phi 10$ e passo 20 cm.

Le analisi condotte per il progetto in esame sono riassunte nella tabella seguente:

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE (8Φ20)																
$N_{p,Ed}^{(+)}$ [kN]	$N_{p,Ed,max}^{(+)}$ [kN]	$V_{ed,z}$ [kN]	$M_{Ved,z}$ [kNm]	$M_{Ved,z,max}$ [kNm]	$\Delta N_{p,Ed}^{(+)}$ [kN]	$N_{p,Ed,tot}$ [kN]	$V_{Ed,max}$ [kN]	M_{max} [kNm]	e [mm]	$e/2r$	$1 / v_u$	$e/2r$	ω	$A_{s,l,min}$ [mm ²]	<i>n. barre Φ20</i>	$A_{s,l,eff}$ [mm ²]
153,1233	178,83658	19,118	14,3385	25,056	20,88	199,7166	178,8366	129,2528	647,1813	1,294363	11,14226	1,294363	0,3	2047,271	8	2513,274
156,4926		19,862	14,8965													
175,2673		32,663	25,056													
178,6364		33,408	25,056													
146,2548		32,87	24,6525													
114,0921		0,622	0,4665													
159,2093		14,487	10,86525													
155,8401		13,742	10,3065													
178,8366		23,344	17,508													
175,4674		22,599	16,94925													
151,2023		23,137	17,35275													
64,09208		0,622	0,4665													

