

fare sismica  **APPUNTI**

L'ANCORAGGIO DELLE COLONNE CON INCASTRO AL PIEDE

Domenico Leone



L'ANCORAGGIO DELLE COLONNE CON INCASTRO AL PIEDE

Domenico Leone

Il prof. Domenico Leone vanta un'esperienza più che trentennale nel campo della progettazione e realizzazione di strutture metalliche sia in campo industriale che infrastrutturale e civile ed è titolare del laboratorio di "Costruzione dell'Architettura" presso la facoltà di Architettura di Genova in qualità di professore a contratto.

E' consulente di azienda avendo occupato in precedenza il ruolo di Responsabile del settore di progettazione di opere in carpenteria metallica prima presso la Società Italimpianti S.p.A. e successivamente presso le Società SMSDemag e Paul-Wurth S.p.A.

Ha partecipato alla progettazione di grandi impianti industriali di produzione e trasformazione dell'acciaio e ne ha seguito la realizzazione con le imprese costruttrici e di montaggio acquisendo ampia esperienza in tutti i settori del ciclo di esecuzione delle opere metalliche.

Per il suo impegno in campo internazionale vanta ampia conoscenza delle norme di settore utilizzate in varie nazioni con particolare riguardo agli Eurocodici.

Ha esercitato ed esercita tuttora attività formativa in ambito Aziendale, Universitario, Pubblico, Privato e dell'Ordine Professionale.

È autore del libro "Eurocodice 3" edito da Sistemi Editoriali nonché di numerosi programmi di calcolo automatico dedicati sia alla progettazione di strutture in acciaio di impianti industriali che alla progettazione di componenti strutturali e di dettaglio proprie degli edifici civili e delle infrastrutture (pacchetto SAITU edito da STA DATA S.r.l.) in base agli Eurocodici ed alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

La presente pubblicazione è tutelata dalla legge sul diritto d'autore e non può essere divulgata senza il permesso scritto dell'autore.

S.T.A. DATA srl
Corso Raffaello, 12 - 10126 Torino
tel. 011 6699345 www.stadata.com

Indice

Parte I	L'ANCORAGGIO DELLE COLONNE CON INCASTRO AL PIEDE	4
1	Generalità e teoria	4
2	Esempio di calcolo col metodo elastico semplificato	13
3	Esempio di calcolo secondo EN 1993-1-8 ; EN 1998-1 e NTC	17
4	Processo di sviluppo del progetto	23

1 L'ANCORAGGIO DELLE COLONNE CON INCASTRO AL PIEDE

1.1 Generalità e teoria

Progettazione in condizioni sismiche in accordo con NTC 2008 e EN 1998

1 – Generalità e teoria

Il tema è di particolare importanza per il progettista di strutture in acciaio ed è stato più volte oggetto di aggiornamenti e modifiche nel testo normativo relativamente alla progettazione in condizioni sismiche.

Il criterio di progettazione è oggi quello del “**T-stub method**” utilizzato per il progetto di giunti a flangia con bulloni ed applicato al caso particolare di “flangia” ancorata su cemento armato; nel seguito viene comunque presentato, *a titolo di paragone*, anche il calcolo col *metodo semplificato in campo elastico* tradizionalmente utilizzato, almeno fino a “ieri”, dai progettisti.

In base ai criteri della norma EN 1993-1-8 e delle NTC 2008 viene nel seguito esposta la verifica delle componenti di un “**nodo strutturale**” composto da una colonna saldata su un piatto di base collegato alla fondazione con bulloni di ancoraggio (“*moment resisting column base*”) e sottoposto a sollecitazioni sismiche.

Le componenti oggetto di verifica sono la saldatura colonna-piastra, la piastra di base ed i bulloni di ancoraggio, le piattabande e l’anima della colonna.

In condizioni sismiche, con la previsione di “*zona dissipativa*” alla base della colonna, viene applicato il concetto di **sovraresistenza del nodo rispetto alla colonna** e viene effettuato il controllo della “*gerarchia delle resistenze*” delle componenti nodali per strutture con **classe di duttilità media o alta**.

In generale, perché il giunto sia verificato sia in base alla norma EN 1993-1-8 che alle NTC 2008, la resistenza di progetto di ciascuna componente deve essere maggiore o uguale alla **forza di calcolo relativa**.

Relativamente alle sollecitazioni di progetto il testo normativo delle NTC 2008 così si esprime:

- *Il collegamento colonna-fondazione deve essere progettato in modo tale da risultare sovra-resistente rispetto alla colonna ad esso collegata. In particolare, il momento resistente plastico del collegamento deve rispettare la seguente disuguaglianza*

$$M_{C,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})$$

dove $M_{c,pl,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato per lo sforzo normale di progetto N_{Ed} che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base.

Si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli

elementi sovrastanti, amplificate con un coefficiente di sicurezza γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura $q = 1$ (&7.2.5 NTC 2008)

La norma europea EN 1998-1 recita invece:

- Gli effetti dell'azione sugli elementi di fondazione devono essere valutati sulla base di considerazioni di progetto relativa al criterio della capacità tenendo conto dello svilupparsi di possibili sovrarresistenze, ma è necessario che non siano superiori agli effetti dell'azione corrispondenti alla risposta della struttura sotto la situazione sismica di progetto, avendo assunto un comportamento di tipo elastico ($q = 1$).

Per le fondazioni di singoli elementi verticali (pareti o colonne), la condizione di cui sopra può ritenersi soddisfatta se i valori di progetto degli effetti delle azioni E_{Fd} sulle fondazioni sono ottenuti come segue:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$$

γ_{Rd} è il coefficiente di sovrarresistenza, preso uguale a 1,0 per $q \leq 3$, o uguale a 1,2 altrimenti;

Ω è il valore di $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ della zona dissipativa o dell'elemento i^{mo} della struttura che ha la più alta influenza sull'effetto $E_{F,E}$ considerato.

In altre parole Ω può rappresentare il rapporto tra il momento resistente plastico di progetto e il momento di progetto per effetto sismico alla base della colonna qualora fosse questa la zona dissipativa influente oppure è il rapporto massimo tra il momento resistente plastico di progetto delle travi con estremità dissipativa e il relativo momento di progetto per effetto sismico nel caso di colonna non dissipativa .

In conclusione il sistema di ancoraggio può essere progettato secondo 3 criteri:

- 1 - considerando il momento resistente plastico della colonna opportunamente maggiorato giusto il criterio di sovrarresistenza dell'elemento di ancoraggio.
- 2 - in base alle azioni trasmesse dalla colonna in condizioni sismiche amplificate con un coefficiente di sicurezza γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A" (NTC 2008) oppure in

base all'effetto dei carichi permanenti e dell'azione sismica incrementato del fattore

$$\gamma_{Rd} \cdot \Omega \leq q \quad \text{per } q \leq 3 \quad \text{o,}$$

$$\gamma_{Rd} \cdot \Omega \leq 1,2 \cdot q \quad \text{per } q > 3 \quad (\text{EC8})$$

- 3 - in base alle azioni trasmesse dalla colonna derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione avendo assunto un fattore di struttura $q = 1$.

Di seguito viene brevemente esposto il “*T-stub method*” per meglio comprendere il meccanismo di collasso ed **analisi plastica del nodo di base**.

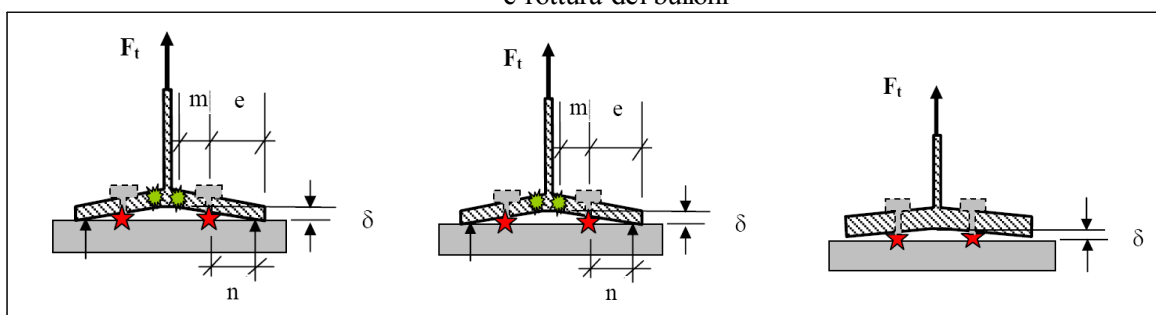
“T-stub method” in accordo alla norma EN 1993-1-8.

I possibili modi di collasso di un sistema a T in trazione (T-stub in tension) sono schematizzati nelle figure seguenti:

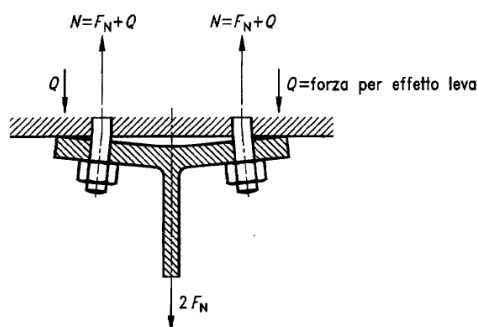
modo 1: collasso della flangia

modo 2: collasso della flangia e rottura dei bulloni

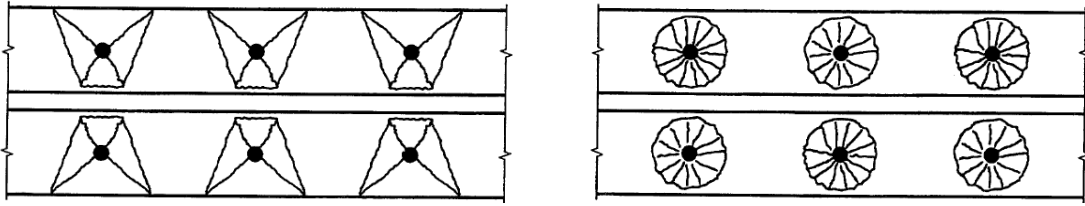
modo 3: rottura bulloni



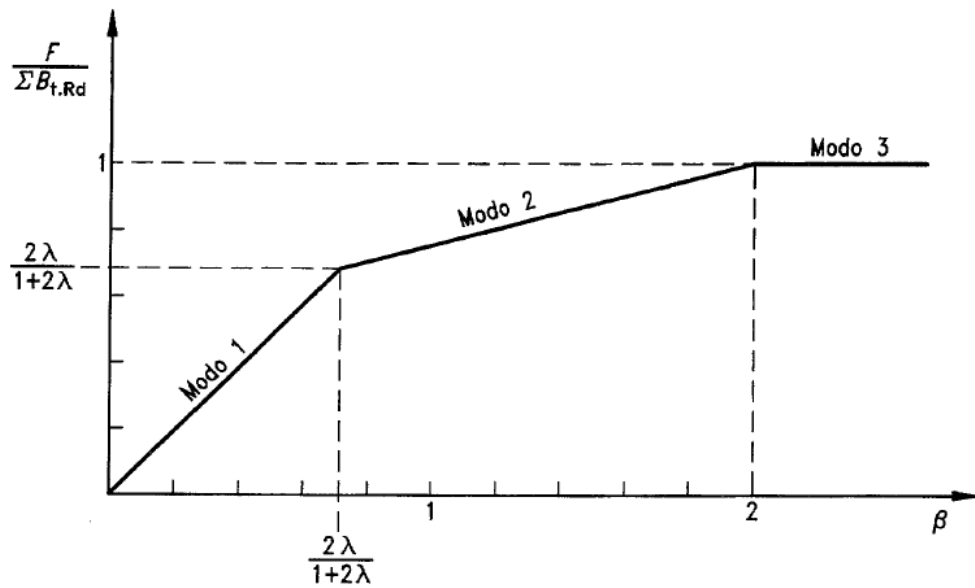
Nel calcolo dei modi di collasso si tiene conto anche dell'effetto leva secondo lo schema qui a destra rappresentato.



Le lunghezze efficaci di un sistema T-stub in trazione sono calcolate in funzione della posizione della fila di bulloni (interna alla sezione del profilo, esterna o in adiacenza alla piattabanda tesa) ed in funzione del meccanismo di collasso locale che può essere con distribuzione circolare (imbutimento) oppure con distribuzione non circolare.



Gli effetti della geometria del collegamento sul modo di collasso di un elemento a T sono rappresentati nel seguente diagramma

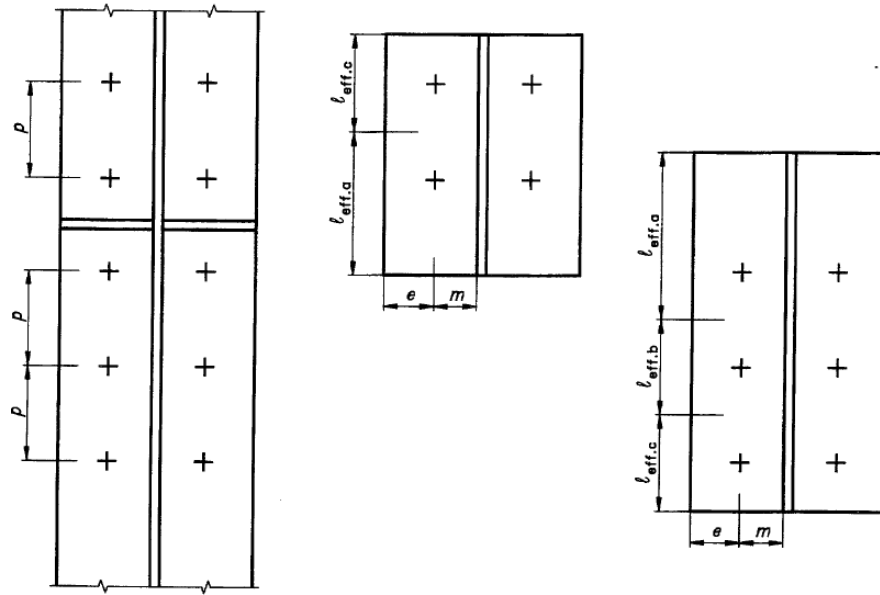


$$\lambda = n/m$$

$$\beta = \frac{4M_{pl,Rd}}{m \Sigma B_{t,Rd}} = \frac{\ell t_f^2 f_y / \gamma_{M0}}{m \Sigma B_{t,Rd}}$$

$\Sigma B_{t,Rd}$ = somma delle resistenze a trazione dei bulloni tesi

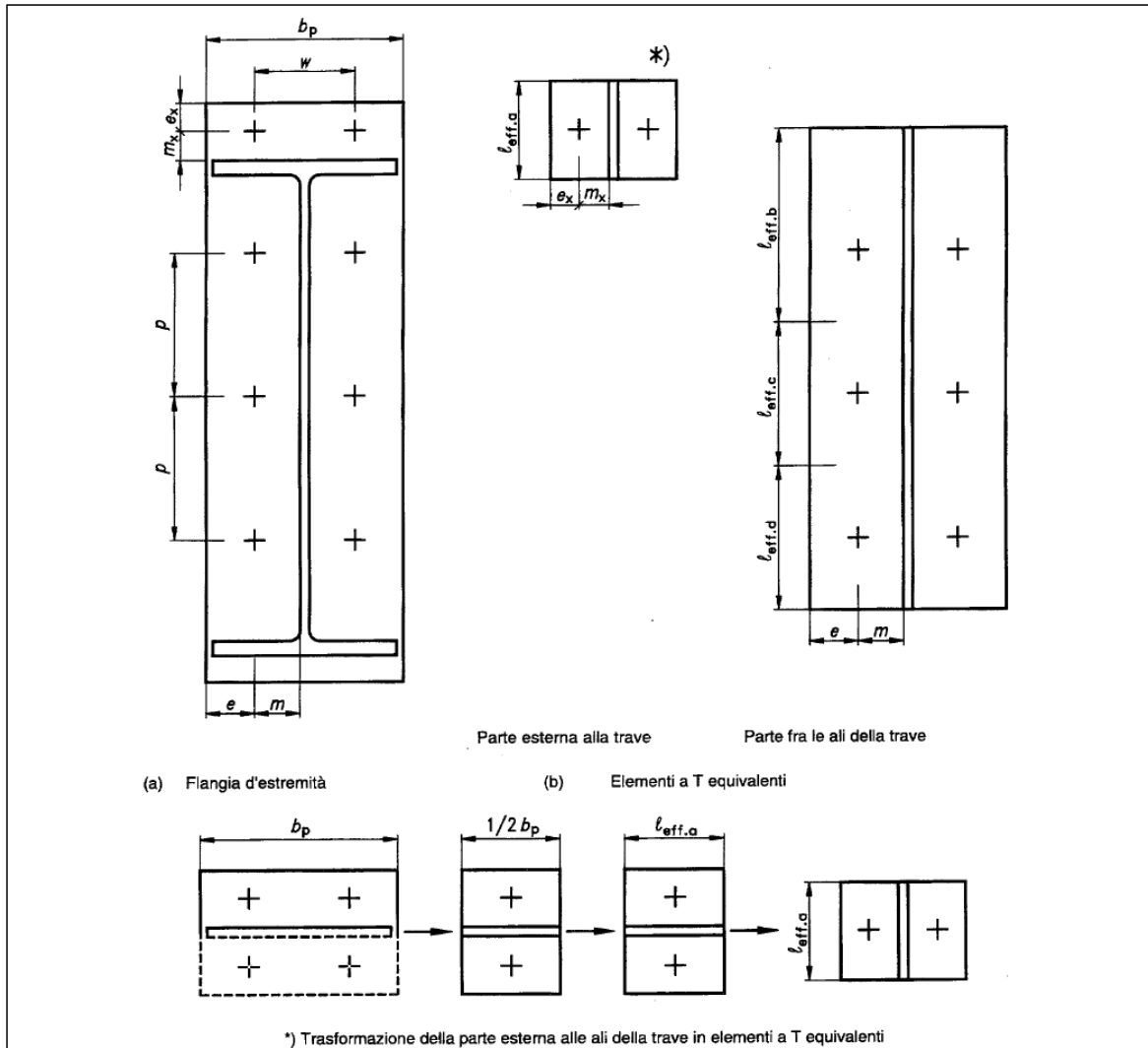
Il calcolo delle lunghezze efficaci è meglio descritto nella Appendice J della norma sperimentale ENV 1993-1-1 ed il seguente schema riassume visivamente il significato geometrico della lunghezza efficace per una piattabanda di colonna irrigidita.



(a) Ala di colonna irrigidita

(b) Elementi a T equivalenti

Per una flangia di estremità la rappresentazione delle lunghezze efficaci è la seguente:



Si assume che le forze trasferite alla fondazione dagli elementi in compressione della colonna siano distribuite uniformemente dalla piastra di base. La pressione risultante sull'area di contatto non deve superare la resistenza di contatto del giunto (f_{jd}).

La resistenza di contatto è data dalla seguente espressione:

$$f_{jd} = \beta_j F_{Rdu} / (b_{eff} l_{eff})$$

β_j = coefficiente di giunto (paria a 2/3 se la malta sottopiastra rispetta le condizioni di cui al punto 6.2.5(7) della norma EN 1993-1-8)

$$F_{Rdu} = f_{cd} \cdot A_{c0} \cdot [A_{c1}/A_{c0}]^{0,5}$$

$$A_{c0} = b_{eff} l_{eff}$$

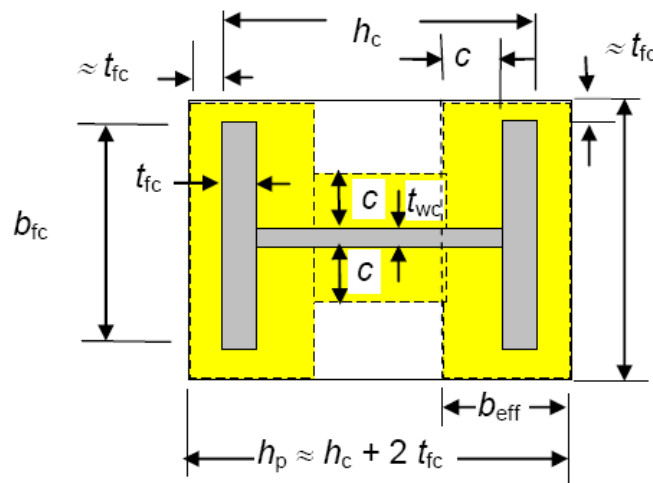
A_{c1} = area proiettata dentro la fondazione tale che $[A_{c1}/A_{c0}]^{0,5} < 3$

Se le dimensioni della fondazione non sono conosciute a priori si assume

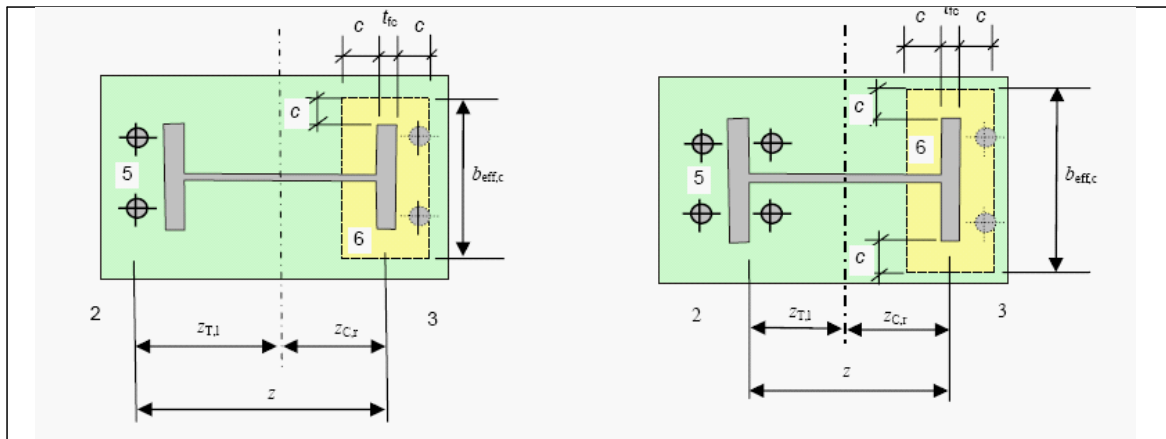
$$[A_{c1}/A_{c0}]^{0,5} = \alpha = 1,5$$

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = f_{cd}$$

Per una sezione uniformemente compressa l'area efficace su cui si esercita la pressione di contatto è evidenziata nella seguente figura

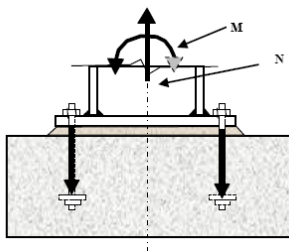


Mentre per una sezione presso-flessa con bulloni solo esterni oppure da ambo i lati della piastrina tesa si hanno le seguenti aree efficaci a compressione con evidenziato il braccio di leva degli ancoraggi in trazione (z)

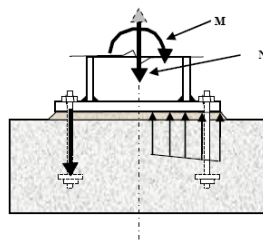


Per diversi stati di sollecitazione si hanno quindi le seguenti situazioni di progetto del sistema di ancoraggio.

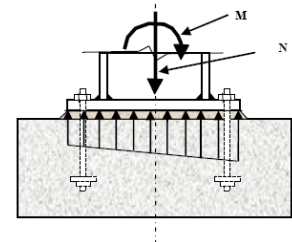
Tenso-flessione con prevalenza della forza assiale di trazione



Presso-flessione o tenso-flessione con prevalenza del momento flettente



Presso-flessione con prevalenza della forza assiale di compressione



Per le sollecitazioni di progetto deve essere chiaramente identificata la combinazione generante che può essere sismica per struttura a bassa o alta duttilità oppure non sismica.

Nel caso di **combinazione sismica e base colonna dissipativa** si distinguono i due criteri di calcolo seguenti:

- 1) **secondo EN 1998-1**, item 4.4.2.6 “resistenza della fondazione”, le sollecitazioni devono essere determinate separando gli effetti prodotti dai carichi della combinazione sismica da quelli prodotti dall’azione sismica come per il calcolo delle colonne.
Le sollecitazioni di progetto **ottenute con la maggiorazione dei soli effetti dell’azione sismica tramite il fattore** $\Omega = M_{c.pl.Rd} / M_{Ed} \leq q$, dovranno essere utilizzate come input al calcolo.

- 2) **secondo le NTC 2008**, il seguente criterio può essere usato per la definizione delle azioni sull'ancoraggio di base (item 7.5.4.6 “collegamento colonna-fondazione”):

Il sistema di ancoraggio (piastra e bulloni) deve essere dimensionato in base ad un criterio di sovrarresistenza della colonna soprastante ottenuta con il rispetto della seguente disuguaglianza (valida solo per colonne con incastro alla base):

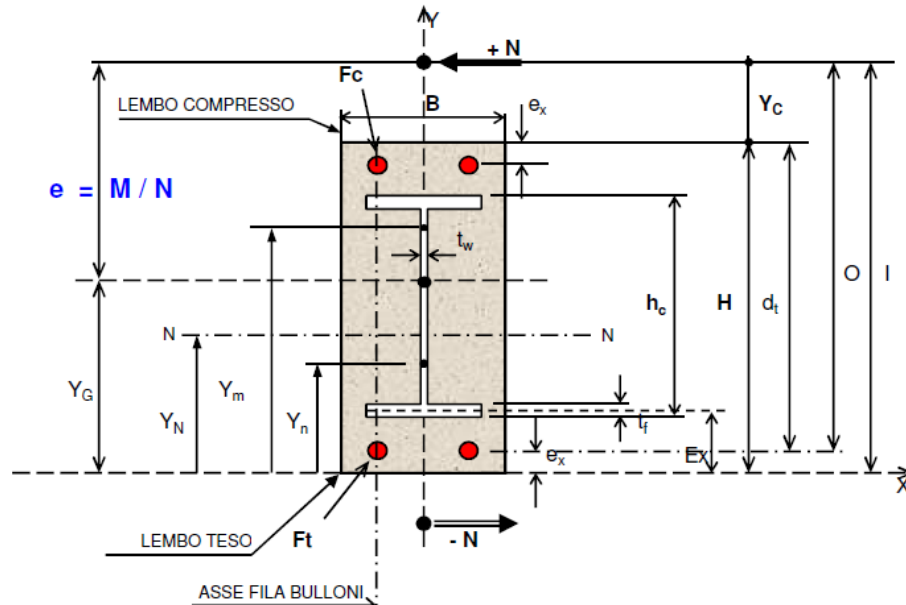
$$M_{j,Rd} \geq \min [\gamma_{ov} \cdot (s_c - \rho) \cdot M_{c,pl,Rd} ; M_{Ed}]$$

$M_{c,pl,Rd}$ = resistenza flessionale plastica di progetto della colonna

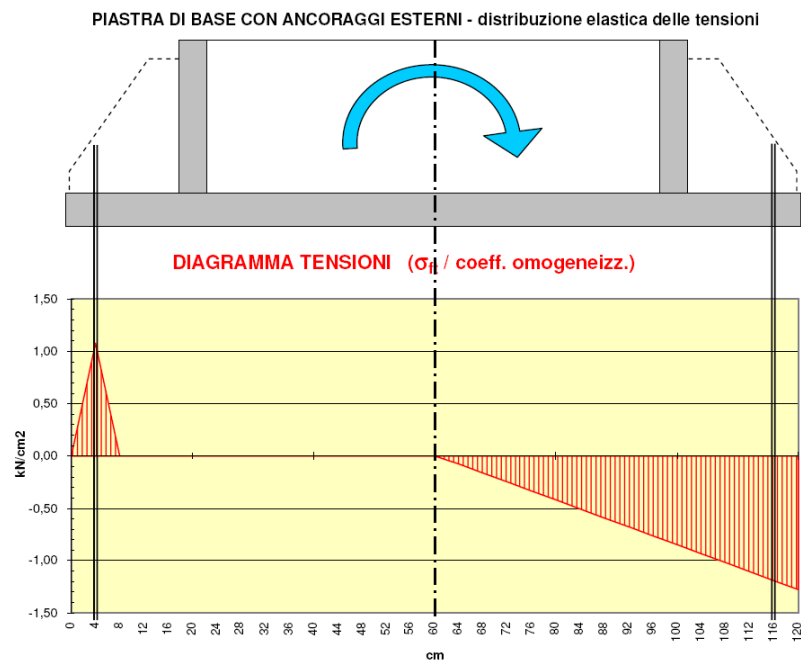
In ogni caso il valore del momento di progetto M_{Ed} è quello ottenuto dagli effetti della combinazione sismica maggiorato del fattore γ_{Rd} oppure ottenuto da una analisi effettuata con fattore di struttura $q = 1$

1.2 Esempio di calcolo col metodo elastico semplificato

Lo schema di riferimento per il progetto della piastra di base di colonne incastrate al piede è quello rappresentato nella figura seguente.



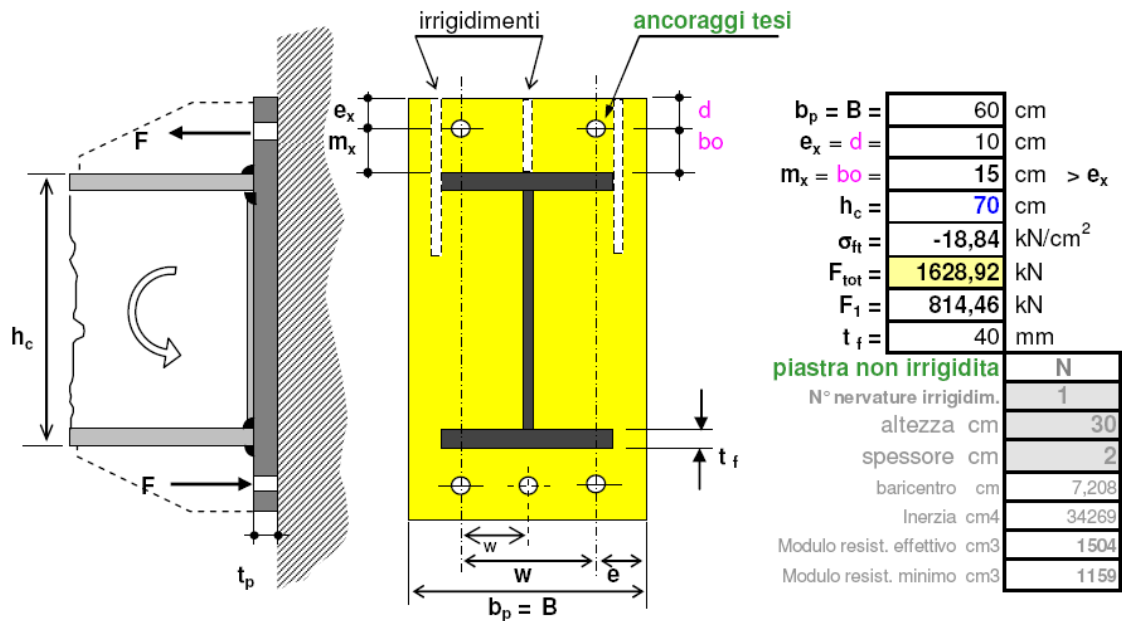
In base al metodo elastico semplificato viene determinata la posizione del centro di pressione rispetto al nocciolo centrale di inerzia e quindi vengono calcolate le caratteristiche geometriche della sezione resistente omogeneizzata e le sollecitazioni al lembo compresso e nei bulloni di ancoraggio tesi.



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E SOLLECITAZIONI					
SEZIONE PRESSO-INFLESSA			SEZIONE INFLESSA		
C.P. INTERNO AL NOCCILOLO			C.P. ESTERNO AL NOCCILOLO		
			FLESSIONE RETTA		
			Ai =	cm ²	6590,60
			YN =	cm	60,42
			JN =	cm ⁴	11769811
			Scmax =	kN/cm ²	1,28
			Sfc =	kN/cm ²	15,93
			Sft =	kN/cm ²	-16,20
			Sft.fil =	kN/cm ²	18,84
VERIFICA ANCORAGGI TESI			dati di calcolo :		
Numero ancoraggi		2	Af_b =	cm ²	86,5
materiale	tipo	2	$\sigma_{amm,l}; f_d$ =	0,00	24,29
	qualità	S 275	$f_{yb}; f_{ub}$ =	0,00	0,00
diametro	ϕ = mm	80	D.M. 14/01/2008 - NTC : 1,05		
coeff. sic. mater.	γ_M =	1,05	▼		
comb. per tens.amm.					
$\sigma_{amm}; f_d$	kN/cm ²	24,29			
VERIFICA SODDISFATTA			RICERCA POSIZIONE ASSE NEUTRO		
			dati di calcolo :		
			y_B = cm 0		
LEGENDA					
			Scmax = tens. di compr. max. calcestr.		
			Sfc = tensione sui ferri compressi		
			Sft = tensione sui ferri tesi		
			Af_b = sezione bull. ancor. sul filetto		
			Sft.fil = tens. nel gambo filettato ferri tesi		

La verifica della piastra di base è eseguita con riferimento allo schema seguente; se necessario possono essere aggiunti piatti di irrigidimento che consentono di ridurre lo spessore calcolato per piastra non irrigidita. In questo caso devono essere pre-definiti numero, altezza e spessore degli irrigidimenti.

VERIFICA DELLA PIASTRA CON ANCORAGGI ESTERNI



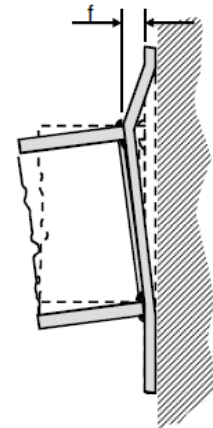
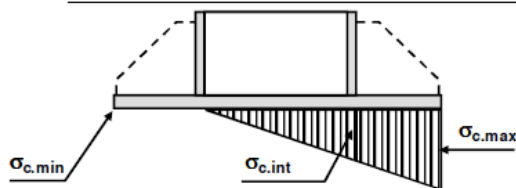
Il calcolo della piastra irrigidita o no è effettuato come mensola caricata dalle forze di trazione dei bulloni tesi o dallo schema di pressione sul calcestruzzo secondo quanto rappresentato nella seguente schematizzazione nella quale si evidenzia che ulteriori dati di progetto da prendere in considerazione sono la distanza tra gli ancoraggi, lo spessore della piastra e la tensione di rottura cilindrica del calcestruzzo della fondazione.

VERIFICA IN ZONA TESA

NUMERO ANCOR. TESI IN LINEA	$n_t =$	2		b_o/d	l_o/b_o
DISTANZA TRA ANCORAGGI	$w =$	35	cm	1	3,3
DIST. ANCORAGGIO - BORDO	$e =$	12,5	cm	2	2,8
LARGHEZZA COLLABORANTE	$l_{eff} = l_o =$	60	cm	3	2,6
MATERIALE PIASTRA S 275	tipo :	2	$\sigma_{amm}; f_d = \text{kN/cm}^2$ 24	4	2,5
COEFF. DI SICUREZZA	$\gamma_M =$	1,05	NTC 2008 : 1,05	5	2,45
SP. PIASTRA NON IRRIGIDITA	$t_{p,min} =$	100,3	mm	6	2,4
SPESSORE DI PROGETTO	$t_p =$	110	mm $\geq t_f$	7	2,35
				8	2,3
TENSIONE MASSIMA	$\sigma =$	20,19	$\text{kN/cm}^2 < 24$	9	2,27
				10	2,25
DEFORMAZIONE MAX.	$f =$	0,00178	mm	11	2,23
ROTAZIONE TRAVE	$\rho =$	0,00000	rad	12	2,14
				b_o/d	l_o/b_o
				1,50	3,05
				$l_o_i = \text{cm}$	45,8

VERIFICA IN ZONA COMPRESSA

rottura cilindrica	$f_{ck} =$	25	MPa
	$\sigma_{c,amm}; f_{cd} =$	1,67	kN/cm^2
TENSIONE DI COMPR. MAX.	$\sigma_{c,max} =$	1,276	kN/cm^2
TENSIONE DI COMPR. MIN.	$\sigma_{c,min} =$	0,000	kN/cm^2
TENSIONE DI COMPR. INT.	$\sigma_{c,int} =$	0,748	kN/cm^2
MOM. FLETTENTE MAX. p.u.l.	$M_f =$	343,85	kNm/cm
TENSIONE MASSIMA	$\sigma =$	17,05	$\text{kN/cm}^2 < 24$



1.3 Esempio di calcolo secondo EN 1993-1-8 ; EN 1998-1 e NTC

Devono essere presi in considerazione alcuni dati aggiuntivi oltre a quelli già riportati nel calcolo col metodo semplificato quali:

- 1 la tipologia della saldatura colonna-piastra
- 2 l'altezza dei cordoni di saldatura per anima e piattabande
- 3 lo spessore e l'inclinazione del cianfrino (se previsto)
- 4 il raggio di raccordo anima-piattabanda colonna
- 5 il coefficiente di sicurezza della saldatura colonna-piastra

Vengono quindi calcolate le resistenze di progetto della saldatura della piattabanda tesa e dell'anima che devono risultare maggiori o uguali alle forze di progetto sugli stessi elementi calcolate a partire dalle sollecitazioni di progetto.

Nel calcolo della resistenza della saldatura della piattabanda tesa è opportuno rispettare il criterio di sovraresistenza della saldatura stessa rispetto alla resistenza della piattabanda.

VERIFICA DELLA PIASTRA E DEI BULLONI DI ANCORAGGIO SECONDO EN 1993-1-8 (item 6.2.8)

B - METODO SECONDO EUROCODICE 3 - BULLONI ESTERNI E/O INTERNI SU 2 FILE

1 - VERIFICA DELLA SALDATURA COLONNA-PIASTRA DI BASE

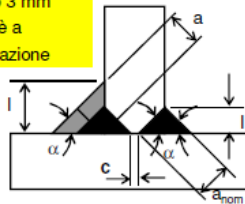
COLONNA : materiale	S 355	S355 EN 10025-2 - $f_y = 35,5$ kN/cm ²	$f_u = 51$ kN/cm ²	$\beta_w = 0,9$	$\epsilon = 0,81$
coeff. sicurezza materiale	1,05	DIMENSIONI DELLA COLONNA :		altezza : mm	700
D.M. 14/01/2008 - NTC : 1,05				larghezza : mm	350
coeff. sicurezza saldatura	1,25	SALDATURA COLONNA - PIASTRA DI BASE		saldatura piattab.	altezza
D.M. 14/01/2008 - NTC : 1,25		2 : a completa penetrazione di prima classe		$t_f =$ mm	22
				saldatura anima	altezza
				$t_w =$ mm	12

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO :

$V_{c,Ed}$	=	210	kN
$M_{c,Ed}$	=	253100	kNcm
$N_{c,Ed}$	=	2254	kN
		$> 5\% N_{pLRd} =$	737 kN

saldatura colonna-piastra

item 4.7.3
per $2.a \text{ nom} \geq t_e$
per $c \leq t/5$ o 3 mm
la saldatura è a
piena penetrazione



c = 2,00 mm	ALFAFRINO	spessore piattabanda (t_f)	cm	4
		spessore anima (t_w)	cm	2,5
		raccordo anima-piattab. (s)	cm	1,2
alpha = 50 °	SEZIONE DI GOLA SALDATURE	piattabande (a_f)	cm	2,83
		anima (a_w)	cm	1,54
beta_f = 0,6666667	LARGHEZZA ADDIZIONALE RESISTENTE	$c_f =$	cm	20,23
	LARGHEZZA EFFICACE PIASTRA	$l_{eff} =$	cm	60,00
	LUNGHEZZA EFFICACE PIASTRA	$h_{eff} =$	cm	110,45
	LUNGHEZZA EFFICACE ZONA COMPR.	$b_{eff} =$	cm	44,45

FORZA AGENTE SULLA SALDATURA DELLE PIATTABANDE :	$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$	$F_{w,Ed} =$ kN	2708
FORZA AGENTE SULLA SALDATURA DELL'ANIMA :	$V_{w,Ed} \leq V_{w,Rd}$	$V_{w,Ed} =$ kN	210
RESISTENZA DI PROGETTO DELLA SALDATURA PIATTABANDE :	$N_{c,Rd} =$ kN	17950	
	$M_{c,Rd} =$ kNcm	592352	
	$F_{w,Rd} =$ kN	8975	
CRITERIO DI SOVRARESISTENZA :	$F_{w,Rd} > F_{w,Ed} > F_{w,Ed}$	$F_{w,Rd,f} =$ kN	4733
	$F_{w,Rd,f} = b_f \cdot t_f \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}$		
VERIFICA DI RESISTENZA IN ZONA TESA :	$M_{c,Ed} / M_{c,Rd} + N_{c,Ed} / N_{c,Rd} =$		0,30
RESISTENZA DI PROGETTO DELLA SALDATURA DELL'ANIMA :	$V_{w,Rd} =$ kN		8336

Per la verifica della piastra di base deve essere calcolato il momento resistente di progetto utilizzando il "T-stub method" tenendo conto dello stato di sollecitazione ovvero distinguendo i seguenti casi di distribuzione delle forze sulla piastra di base:

- a) lato sinistro in trazione e lato destro in compressione
- b) lato sinistro e lato destro in trazione

c) lato sinistro e lato destro in compressione

Devono essere prese in considerazione le seguenti informazioni aggiuntive:

- 1 tipologia dell'ancoraggio (con bulloni interni, con bulloni esterni e interni, con bulloni esterni come rappresentato nello schema seguente)
- 2 distanza tra le file dei bulloni di ancoraggio
- 3 coefficiente di sicurezza dei bulloni

2 - VERIFICA DELLA PIASTRA DI BASE - (limitazione a 2 file di bulloni)

PIASTRA BASE :	S 275	2	S275 EN 10025-2 - fy = 25,5 kN/cm ²	fu = 41 kN/cm ²	$\beta_w = 0,85$	$\epsilon = 0,96$
BULLONI :	S 275	2	S275 EN 10025-2 - fy = 25,5 kN/cm ²	fu = 41 kN/cm ²	$\beta_w = 0,85$	$\epsilon = 0,96$
	M 80		tens. di progetto - fyb = 25,5 kN/cm ²	fu _b = 41 kN/cm ²	SEZ. SUL FILETTO : As = 43,23 cm ²	
tipo di ancoraggio	3	→	bulloni interni		bulloni interni ed esterni	
interasse file bulloni	35	cm	1		2	
dist. bull. bordo est.	12,5	cm	z = 55,00		z = 66	
n° file verticali bulloni	2		z _l = 22		z _l = 33	
coeff. secur. Bulloni	1,05		z _r = 33		z = 83,00	
D.M. 14/01/2008 - NTC :	1,05		d = cm 9,00		z _l = 50	
coeff. secur. mater.	1,05				z _r = 33	
D.M. 14/01/2008 - NTC :	1,05				d = cm 15,00	
momento resistente dipendente dalla sezione della colonna						
AZIONI SULLA PIASTRA	z (cm)	z _l (cm)	z _r (cm)	MOMENTO RES. DI PROGETTO M _{j,Rd}		
				e = cm 112,29	N _{Ed} = kN 2254	M _{j,Rd min} (kNcm)
lato sinistro in trazione				F _{T,l,Rd} = kN 2535,7	F _{C,r,Rd} = kN 4998,9	287076
lato destro in compressione	83	50	33	F _{T,l,Rd} · z / (-z _r / e + 1) 298059,01	-F _{C,r,Rd} · z / (-z _l / e - 1) 287076,03	
lato sinistro in trazione				F _{T,l,Rd} · z / (-z _r / e + 1)	F _{T,l,Rd} · z / (-z _l / e - 1)	0
lato destro in trazione	83	50	33	0,00	0,00	0
lato sinistro in compressione				-F _{C,r,Rd} · z / (-z _r / e + 1)	-F _{C,r,Rd} · z / (-z _l / e - 1)	0
lato destro in compressione	83	50	33	0,00	0,00	0

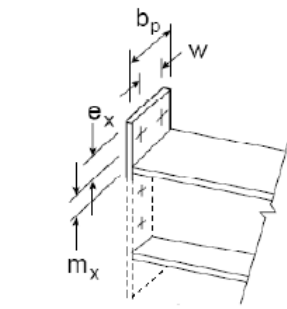
Il momento resistente di progetto della piastra di base è calcolato tenendo conto delle **resistenze di progetto di tutte le componenti nodali compreso la resistenza della piattabanda e dell'anima della colonna a compressione nonché dell'anima della stessa a trazione** (EN 1993-1-8 item 6.2.8.3).

Può quindi risultare (come nel caso in esame) che il momento resistente di progetto dipenda dalle dimensioni della sezione della colonna e non dalle dimensioni della piastra di base.

Di seguito è riportato il calcolo della resistenza di progetto del giunto in termini di momento resistente minimo eseguito con il "T-stub method"

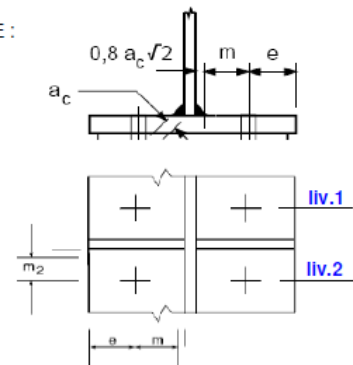
RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO (equivalent T- stub flange method - EN 1993-1-8- item 6.2.4)

PIASTRA	larghezza piastra	(b _p)	cm	60
	distanza bull.-raccordo anima	(m)	cm	15,44
	distanza bull.-raccordo piattab.	(m _x =m ₂)	cm	13,52
	distanza bull.-bordo est. vertic.	e =	cm	12,5
	distanza bull.-bordo est. orizz.	e _x =	cm	10
	n = min (e ; 1,25. m)	n =	cm	12,5
	n _x = min (e _x ; 1,25. m _x)	n _x =	cm	10
braccio di leva		(z)	cm	83,00
DATI PER CALCOLO LUNGHEZZE EFFICACI		(α)	cm	5,48
		λ ₁ =		0,55
		λ ₂ =		0,48
BULLONI	diametro rondella	(d _w)	mm	148
SPESSORE PIASTRA DI BASE		t _p	mm	110



LUNGHEZZE EFFICACI DELLA PIASTRA SOGGETTA AL MOMENTO FLETTENTE :

POSIZIONE FILA	FILA DI BULLONI SINGOLA	
	DISTRIB. CIRCOLARE	DISTRIB. NON CIRCOLARE
	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}
esterno piattabanda tesa	84,97 77,48 62,48	66,59 45,80 30,00 50,80
liv. 1 esterno piattabanda tesa	62,48	30,00
liv. 2 1° fila sotto la piattab. Tesa	97,04	84,70
liv. 3 altre file di estremità	97,04	77,40
modo di collasso 1	Σ l _{eff,1} = l _{eff,1} = l _{eff,nc} ma l _{eff,1} <= l _{eff,cp}	30,00
modo di collasso 2	Σ l _{eff,2} = l _{eff,2} = l _{eff,nc}	30,00



RESISTENZA A TRAZIONE DEI BULLONI : $F_{T,Rd,b} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} = 1519,17 \text{ kN} \rightarrow 35,14 \text{ kN/cm}^2$

MOMENTO RESISTENTE DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO :

RESISTENZA EFFETTIVA SINGOLA FILA (kN)		F _{T,Ed} = kN		fila singola orizzontale	ancoraggi tesi	→ 22,24 kN/cm ²	
F _{T,Rd,p}	modo	n _{b,T,stub} =		1922,40			
liv. 1	3038,33	3	2		file verticali		
liv. 2	2936,46	2	liv. 1		liv. 1	liv. 2-3	
liv. 3	2936,46	2	modo 1		6518,96	5708,01	metodo base - collasso piastra
			modo 2		8723,06	7218,66	metodo altern. - collasso piastra
			modo 3		3165,47	2936,46	collasso piastra e rottura bulloni
					3038,33	3038,33	rottura bulloni

RESISTENZA DEL SISTEMA PIASTRA-BULLONI $M_{j,Rd} = 345723 \text{ kNcm} > 253100 \text{ kNcm}$

MOMENTO RESISTENTE DELLA PIASTRA $M_{j,Rd,p} = 287076 \text{ kNcm} > 253100 \text{ kNcm}$

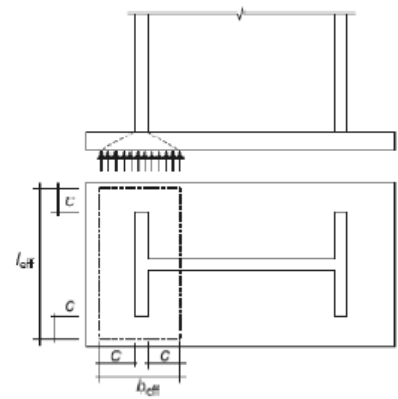
RESISTENZA DI PROGETTO A COMPRESSIONE $F_{C,Rd} = 8890 \text{ kN} > 4176 \text{ kN}$

Vengono presi in considerazione i 3 modi possibili di collasso del sistema di ancoraggio e per ciascuno di essi viene definita la resistenza della singola fila di bulloni al livello del carico applicato.

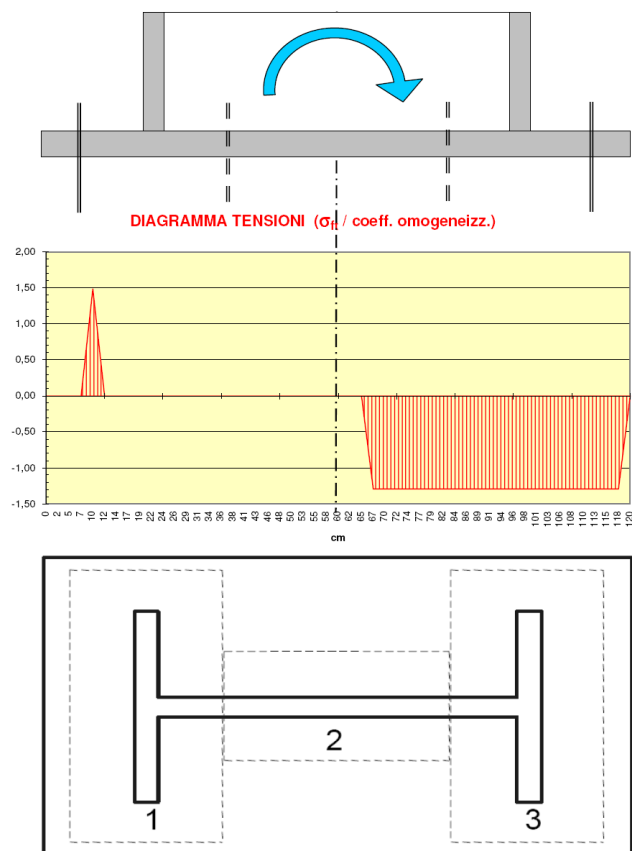
Nell'esempio sopra riportato il modo principale di collasso è la rottura dei bulloni che genera un momento resistente del sistema di ancoraggio $M_{j,Rd}$ mentre il momento resistente della sola piastra $M_{j,Rd,p}$ è stato definito con il calcolo illustrato nello schema della pagina precedente.

La verifica di resistenza a compressione del calcestruzzo della fondazione è di seguito riportata per una distribuzione uniforme della pressione di contatto:

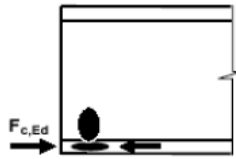
larghezza efficace	$l_{eff} =$	60,00 cm
lunghezza efficace	$b_{eff} =$	44,45 cm
pressione max. sul calcestruzzo	$f_{c.Ed} =$	1,566 kN/cm ²
resistenza di progetto	$f_{c.Rd} =$	1,667 kN/cm ²



DISTRIBUZIONE PLASTICA DELLE TENSIONI
IN ACCORDO CON EN 1993-1-8

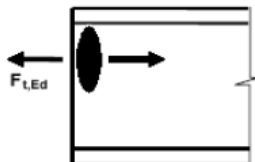


RESISTENZA DI PROGETTO DEL GIUNTO COLONNA-FONDAZIONE

anima e piattabanda della colonna in compressione (item 6.2.6.7)

$$F_{c,Rd,c} \geq F_{c,Ed,c}$$

FORZA MASSIMA NELLA ZONA COMPRESSA :	$F_{c,Ed,c} =$ kN	4961,8
RESISTENZA DI PROGETTO PER LA ZONA COMPRESSA :	$F_{c,Rd,c} =$ kN	4998,9
$F_{c,Rd,c} = M_{c,Rd,c} / (h - t_f) :$		
$M_{c,v,Rd,c} = [W_{pl} - \rho \cdot A_w^2 / 4 \cdot t_w] \cdot f_y / \gamma_{M0} \leq M_{c,Rd,c} = W_{pl,c} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0}$	$M_{c,v,Rd,c} =$	329924
$\rho_c = [2 \cdot V_{c,Ed} / V_{pl,Rd,c} - 1]^2$	$\rho_c =$	0,000
$V_{pl,Rd,c} = A_{v,c} \cdot (f_{yc} / 3^{0,5}) / \gamma_{M0}$ VEd < 50% Vpl.Rd	$V_{pl,Rd,c} =$	3630,7
$V_{c,Ed} = 210$ kN		
altezza sezione colonna > 600 mm - item 6.2.6.7(1)	$\alpha =$	0,20
$A_{v,c} = \max [A_c \cdot 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f ; \eta \cdot t_w \cdot h_w]$	$\eta =$	1,20
$A_c =$ area sez. = 436,24 cm ²		
$A_w = h_w \cdot t_w =$ 155,00 cm ²		
$W_{pl,c} = 9758$ cm ³ Momento resistente plastico della colonna	$M_{pl,Rd,c} =$	329924 kNcm

anima della colonna in trazione (item 6.2.6.8)

$$F_{t,Rd,c} \geq F_{t,Ed,c}$$

FORZA MASSIMA NELLA ZONA TESA :	$F_{t,Ed,c} =$ kN	1922,4
RESISTENZA DI PROGETTO PER LA ZONA TESA :	$F_{t,Rd,c} =$ kN	2535,7
$F_{t,Rd,c} = b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} / \gamma_{M0}$		
$b_{eff,t,wc} =$ lunghezza efficace della piastra tesa	$b_{eff,t,wc} =$	30,00
$W_{pl,c,z} = 11680$ cm ³ Momento resistente plastico della colonna	$M_{pl,Rd,c} =$	394906 kNcm

VERIFICA BASE COLONNA DISSIPATIVA

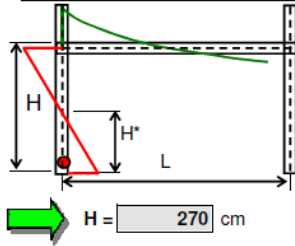
Y

NORMA DM 14/01/08 - NTC

fattore di sovrarresistenza s della sezione dissipativa della colonna :

per le parti compresse :

$$s_c = 1 / [0,695 + 1,632 \cdot \lambda_f^2 + 0,062 \cdot \lambda_w^2 - 0,602 \cdot b_f / H^*] \leq \min [f_u / f_y ; 1,25]$$



b_f = larghezza piattabande	$b_f =$	0 cm
H^* = H/2 (distanza cerniera plastica - mom. nullo)	$H^* = H/2 =$	135 cm
$\lambda_f = b_f / 2 \cdot t_f \cdot [f_y / E]^{0,5}$	$\lambda_f =$	0
$\lambda_w = d_{w,o} / t_w \cdot [f_y / E]^{0,5}$	$\lambda_w =$	0
$d_{w,o} = d_w / 2 \cdot [1 + A/A_w \cdot \rho] \leq d_w$	$d_{w,o} =$	0 cm
d_w = altezza dell'anima	$d_w =$	0 cm
A/A_w = rapporto area totale / area anima	$A/A_w =$	0
$\rho = N_{c,Ed} / A \cdot f_y$	$\rho =$	0,1455

per le parti tese :

$$s_t = s_c$$

NTC 2008 ed EC8 $\left\{ \begin{array}{l} s_c = 1,10 \\ s_t = 1,10 \end{array} \right.$

fattore di sovrarresistenza del materiale : $\Rightarrow \gamma_{ov} = 1,10$ per S 355

1 : SALDATURA PIATTABANDA COLONNA - PIASTRA DI BASE [item 7.5.3.3 - NTC]

Il requisito di sovrarresistenza è soddisfatto per saldatura a piena penetrazione di prima classe

$$R_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot s \cdot R_{pl,Rd}$$

PIATTABANDA TESA :

$$R_{j,Rd} = \text{resistenza di progetto del collegamento piattabanda-piastra} \quad 8975 \text{ kN}$$

$$R_{pl,Rd} = \text{resistenza plastica di progetto della piattabanda collegata} \quad 4733 \text{ kN}$$

$$\gamma_{ov} \cdot s_t \cdot R_{pl,Rd} = 5727 \text{ kN}$$

2 : COLLEGAMENTO COLONNA - FONDAZIONE

$$M_{j,Rd} = \text{resistenza flessionale minima di progetto del collegamento} \quad 287076 \text{ kNcm}$$

SECONDO NTC 2008 (item 7.5.4.6) - 'collegamento colonna-fondazione'

$$M_{j,Rd} \geq \min [\gamma_{ov} \cdot (s_c - \rho) \cdot M_{c,pl,Rd} ; M_{Ed}]$$

$$M_{c,pl,Rd} = \text{resistenza flessionale plastica di progetto della colonna} \quad 329924 \text{ kNcm}$$

$$\gamma_{ov} \cdot (s_c - \rho) \cdot M_{c,pl,Rd} = 346387 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed} = 253100 \text{ kNcm} \quad \text{calcolato per fattore di struttura } q = 1$$

$$\min [\gamma_{ov} \cdot (s_c - \rho) \cdot M_{c,pl,Rd} ; M_{Ed}] = 253100 \text{ kNcm}$$

SECONDO EN 1998-1 (item 4.4.2.6) - 'resistenza della fondazione'

fattore di struttura $q =$

$$N = N_{Ed} = N_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{F,E}$$

$N_{F,G}$ ($M_{F,G}$) = sollecitazioni dovute ai carichi della comb. Sismica

$$M = M_{Ed} = M_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{F,E}$$

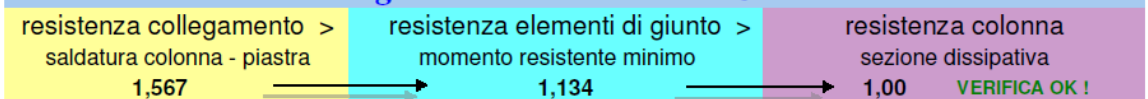
$N_{F,E}$ ($M_{F,E}$) = sollecitazioni dovute all'azione sismica

$$\gamma_{Rd} = \frac{M_{Ed}}{M_{F,G} + \Omega \cdot M_{F,E}} \leq q$$

$N_{F,G} =$	<input type="text"/>	kN	$N_{F,E} =$	<input type="text"/>	kN
$M_{F,G} =$	<input type="text"/>	kNcm	$M_{F,E} =$	<input type="text"/>	kNcm

$$N_{Ed} = \text{_____ kN} \quad M_{Ed} = \text{_____ kNcm}$$

gerarchia delle resistenze



1.4 Processo di sviluppo del progetto

Il seguente schema di flusso è un riepilogo organizzato del processo di sviluppo di un progetto nel quale compaiono i dati che devono essere presi in considerazione, i prodotti del calcolo nelle varie fasi e i risultati finali attesi. Questa analisi è propedeutica alla costruzione di una vera flow-chart.

DIAGRAMMA DI FLUSSO LOGICO - (in chiaro su fondo scuro input dati)

