

INDICE

1.	Premessa.....	1
2.	Normativa di riferimento	2
3.	Materiali e prescrizioni per il processo costruttivo.....	3
4.	Metodo di calcolo.....	8
4.1.	Combinazioni di carico	10
4.2.	Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione).....	12
4.3.	Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio).....	13
4.4.	Verifiche per gli stati limite d'esercizio (sle).....	16
4.4.1.	Verifica di fessurazione	17
4.4.2.	Verifica delle tensioni di esercizio.....	18

1. PREMESSA

La presente relazione riporta le verifiche ed i dimensionamenti preliminari relativi alle opere strutturali previste in attuazione con il presente progetto esecutivo.

Le caratteristiche di sollecitazione utilizzate nei calcoli di seguito esposti sono state ricavate mediante l'impiego del software ad elementi finiti "MIDASGEN" allegando per comodità di lettura figure a mappe di colore inerenti le sollecitazioni utilizzate per l'esecuzione delle verifiche strutturali. Tali grafici si rendono utili all'individuazione immediata delle caratteristiche di sollecitazione massime. L'analisi strutturale volta alla valutazione degli effetti delle sollecitazioni che si andrà a condurre sulle strutture in progetto sarà di tipo elastico-lineare.

Le opere in attuazione non si configurano, tuttavia, quali veri e propri elementi strutturali. La pista è composta da una superficie orizzontale, realizzata con una piastra in cls, sulla quale si innestano elementi modulari in cls (blocchi) con limitata altezza. Dal punto di vista strutturale la piastra ha il compito di ripartire i carichi agenti sul terreno di fondazione. I carichi agenti sono riconducibili alla presenza degli utenti e quindi di assai modesta rilevanza. Analoga condizione di carico si verifica per i blocchi in cls i quali gravano poi interamente sulla piastra.

Sia la piastra che i blocchi devono possedere requisiti prestazionali tali da soddisfare le caratteristiche richieste dalla particolare destinazione d'uso e dalle condizioni ambientali. L'installazione è inoltre prevista all'esterno ed i manufatti sono direttamente esposti agli agenti atmosferici. Per tali motivi si è ritenuto necessario non solo verificare attentamente il comportamento strutturale dei manufatti ma prestare particolare cura nell'individuazione dei materiali in modo tale da soddisfare i requisiti prestazionali in relazione alla destinazione d'uso ed alle condizioni ambientali. Per tali motivi è stato previsto il ricorso alle fibre sintetiche strutturali e all'additivo antiritiro per i conglomerati al fine di ridurre e prevenire la formazione di fessure la cui presenza non è compatibile con le condizioni di esercizio della pista. Parimenti, la scelta dei conglomerati è stata effettuata in modo tale da garantire il rispetto della vita utile del manufatto (50 anni) a fronte delle condizioni di utilizzo (abrasioni della superficie dei getti, urti e possibili azioni di scheggiamento della superficie) e di quelle ambientali (esposizione alle intemperie quali pioggia e gelo, azione diretta dell'irraggiamento solare).

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

In generale si è fatto riferimento alle seguenti norme in materia di costruzioni:

- D.M. 14 gennaio 2008
Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617
Istruzioni pr l'applicazione delle 2norme tecniche per le costruzioni2 di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- UNI EN – Eurocodice 1
Azioni sulle strutture
- UNI EN – Eurocodice 2
Progettazione delle strutture in calcestruzzo (UNI EN 1992-1-1:2005)
- UNI EN – Eurocodice 7
Progettazione geotecnica (UNI EN 1997-1:2005)
- UNI EN – Eurocodice 8
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3. MATERIALI E PRESCRIZIONI PER IL PROCESSO COSTRUTTIVO

Le opere in c.a. verranno realizzate in ottemperanza alle norme contenute nel D.M. 14.01.2008 ed alla norma Europea UNI EN 206-1 e UNI 11104.

I valori dei parametri caratteristici sono stati dedotti mediante le formule indicate nel D.M. 14 gennaio 2008 che vengono riportate di seguito:

- resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0.85;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1.5;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

- resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1.5;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

dove:

f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

dove:

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

- resistenza di calcolo dell'acciaio

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed è pari a 1.15;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

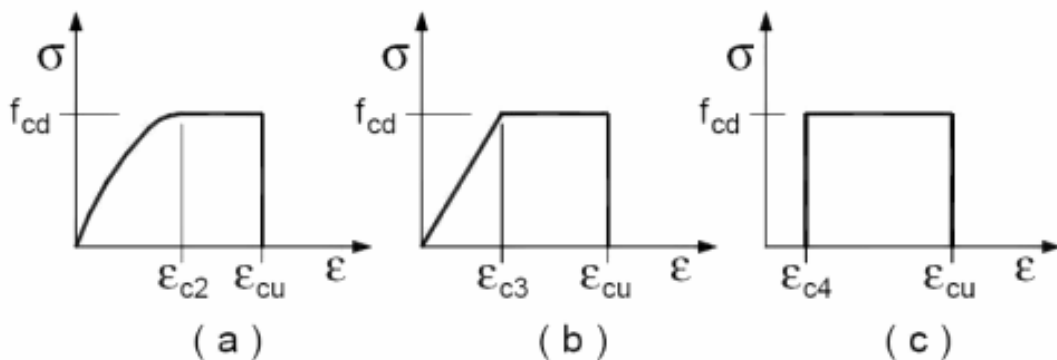
Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei

confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità de formativa ultima;

le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare sia per le verifiche effettuate a pressoflessione retta che per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma riportato in figura (a).

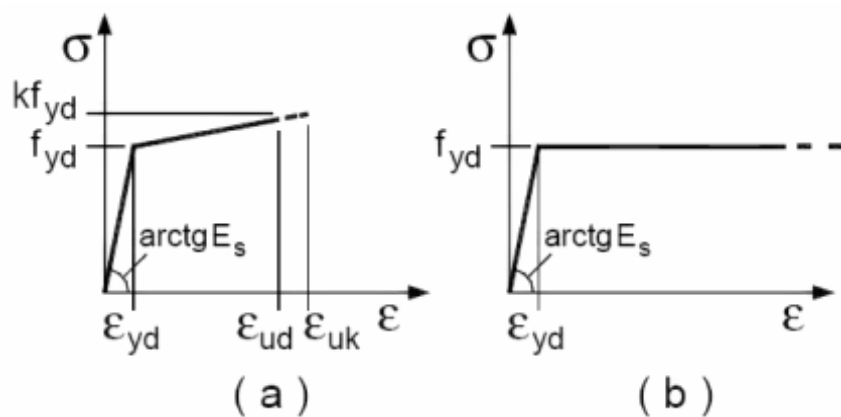


Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

Per le classi di resistenza pari o inferiori a C50/60 si può porre:

- $\epsilon_{c2} = 2.0\%$
- $\epsilon_{cu} = 3.5\%$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico indefinito descritto in figura (b).



Modelli σ - ϵ per l'acciaio

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I conglomerati confezionati in stabilimento dovranno provenire da impianti dotati di sistema di controllo della qualità. Gli aggregati dovranno essere dotati della marcatura CE così come ogni ingrediente facente parte del mix di progetto.

La DL potrà richiedere l'esecuzione di prove sui conglomerati preventivamente all'esecuzione dei getti al fine di accertare la resistenza caratteristica del materiale restando a completo carico dell'appaltatore ogni onere per l'esecuzione delle prove.

La fornitura dei conglomerati nonché degli additivi eventualmente prescritti dovrà essere preventivamente approvata dalla Direzione Lavori e sarà subordinata alla produzione delle certificazioni dell'impianto.

Per la realizzazione dell'opera sono prescritti i seguenti materiali:

Calcestruzzo. Per le strutture armate di fondazione ed elevazione è prescritto un conglomerato autocompattante (SCC) a prestazione garantita con resistenza caratteristica minima $R_{ck} = 45.0 \text{ N/mm}^2$ (C35/45), classe di esposizione ambientale XC4+XF1, diametro massimo degli aggregati 32 mm, slump S4, rapporto acqua/cemento=0.5. I conglomerati dovranno essere additivati con fibre sintetiche di tipo strutturale rispondenti alle specifiche tecniche riportate nel seguito.

Il calcestruzzo per sottofondo non armato dovrà essere realizzato con conglomerato avente resistenza caratteristica minima $R_{ck} = 15.0 \text{ N/mm}^2$ (tipo C12/15).

Acciaio di armatura. E' prescritto l'utilizzo di acciaio ad aderenza migliorata tipo B450C (resistenza caratteristica $f_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$) fornito in rete e in barre.

Additivo antiritiro. E' prescritto l'utilizzo di additivo antiritiro per calcestruzzo al fine di ridurre sensibilmente la formazione di crepe e fessurazioni dovute al ritiro del conglomerato. L'additivo dovrà essere aggiunto direttamente all'impianto diluito con l'acqua di impasto. L'additivo dovrà

essere privo di cloruri. L'appaltatore dovrà sottoporre alla Direzione Lavori la scheda tecnica del prodotto che intende utilizzare al fine di acquisire la necessaria approvazione in linea tecnica.

Fibre sintetiche strutturali. E' prescritto che i conglomerati per getti di fondazione (platea) ed in elevazione (blocchi) vengano additivati con fibre sintetiche di tipo strutturale monofilamento (non fibrillate) e fibrillate in polipropilene aventi le caratteristiche minime nel seguito riportate. L'appaltatore dovrà sottoporre alla Direzione Lavori la scheda tecnica del prodotto che intende utilizzare al fine di acquisire la necessaria approvazione in linea tecnica. Il dosaggio minimo è stabilito in 1.5 kg/m^3 di impasto. Le fibre dovranno essere aggiunte direttamente nell'apparato mescolante presso l'impianto di betonaggio. Le fibre andranno aggiunte sul nastro trasportatore contemporaneamente agli inerti, cemento, sabbie ed a una prima frazione di ghiaie avendo cura di non aggiungere le fibre per prime. Prima dell'applicazione della corazzatura della superficie del calcestruzzo sarà obbligo eliminare le fibre affioranti con bruciatura a fiamma.

Peso specifico: 0.91 kg/dm^3

Lunghezza: 54 mm

Diametro equivalente: 0.48 mm

Rapporto lunghezza/diametro: 113

Resistenza a trazione: 620-758 Mpa

Resistenza agli acidi, alle basi, ai sali: totale

Conformità: ASTM C-1116 UNI EN 14889-2

Per quanto concerne il processo costruttivo dovranno essere osservate le seguenti prescrizioni:

Strato di separazione. Prima di eseguire il getto della platea di fondazione dovrà essere posto in opera uno strato di separazione in PEAD di spessore 0.4 mm. Tale strato verrà posato direttamente sul sottofondo osservando una sovrapposizione minima di 10 cm.

Armatura della platea. E' prevista una doppia rete elettrosaldata a maglia quadrata per l'armatura della platea. L'armatura inferiore è costituita da una rete diametro 6 mm con passo 20 cm, l'armatura superiore con rete elettrosaldata diametro 8 mm con passo 20 cm. Il copriferro per l'armatura inferiore è stabilito in 2.5 cm mentre il copriferro superiore è di 6.5 cm. In sede di cantiere l'appaltatore, in ragione della pendenza conferita alla parte superiore del getto al fine di effettuare il corretto smaltimento delle acque meteoriche, dovrà considerare la necessità di adeguare il copriferro alle possibili variazioni dello spessore della platea medesima.

Giunti di platea e verticali (blocchi). La platea dovrà essere dotata di giunti di contrazione tali da formare riquadri con dimensioni di 5x5 metri. La larghezza dei giunti di platea è pari al massimo a 4 mm mentre la profondità massima è di 50 mm. I giunti verranno riempiti con sigillante

bicomponente autolivellante per calcestruzzi e rivestimenti in resina a base di resine poliuretatiche livellandone la superficie in modo tale da ripristinare la continuità dello strato superficiale. I giunti verticali verranno eseguiti con analoghe modalità costruttive, omogeneizzandone la spaziatura a quella dei giunti di platea.

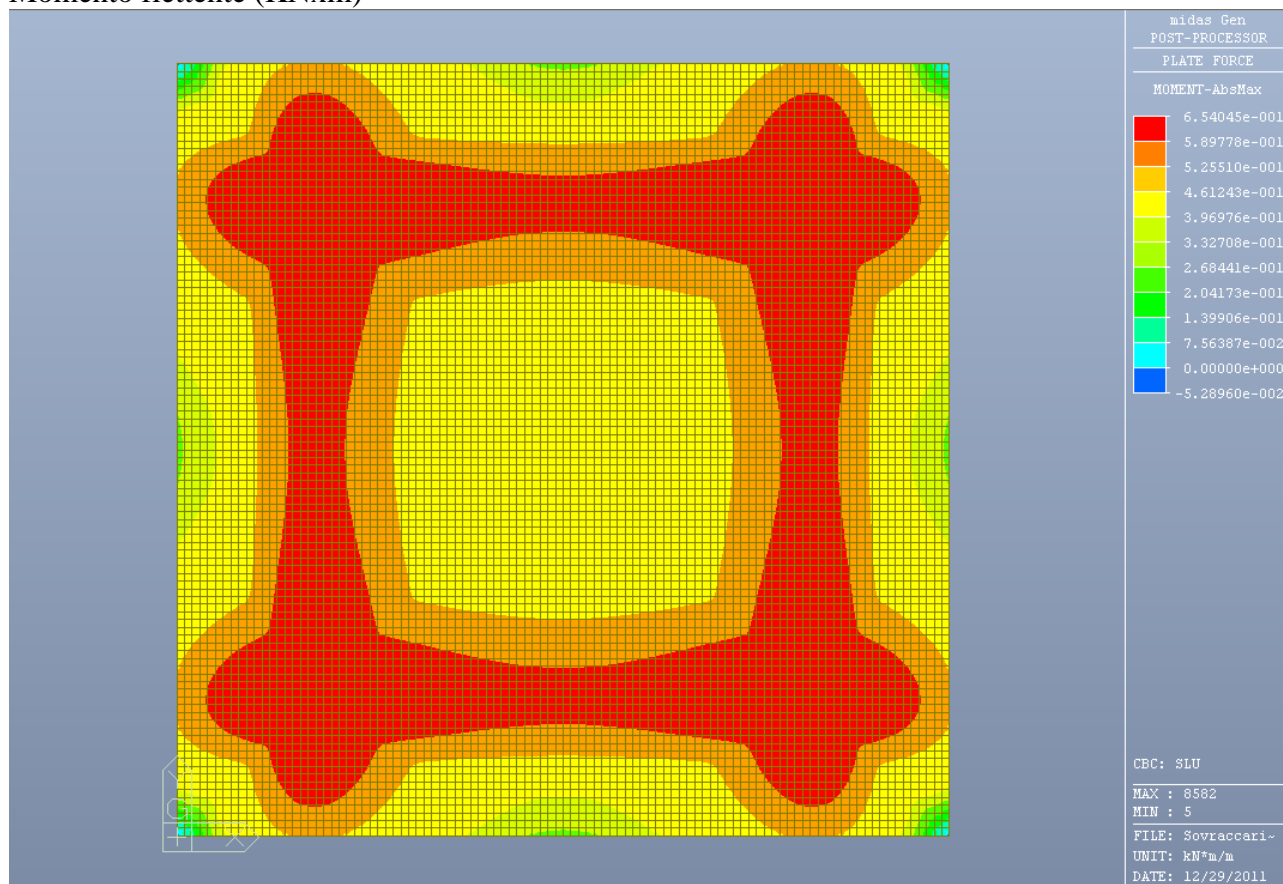
4. METODO DI CALCOLO

Come già accennato, le opere in attuazione non rivestono rilevanza ai fini strutturali sia in ragione dei carichi agenti che per destinazione d'uso.

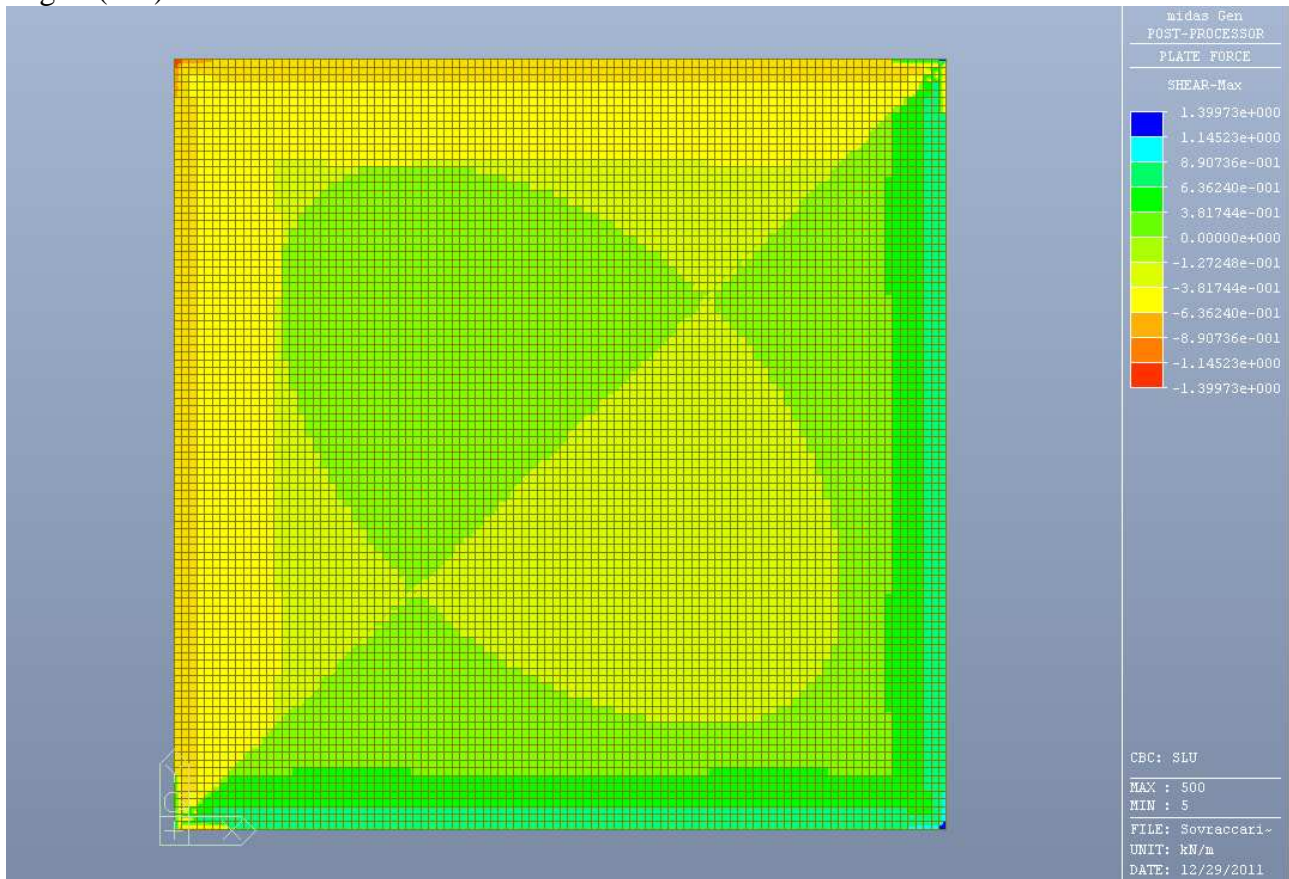
Con il solo intento di verificare numericamente quanto sostenuto si è provveduto ad eseguire la modellazione del manufatto considerando quale carico agente la presenza di folla ad occupare la superficie della pista. L'entità del carico è pari a 5 kN/mq. I risultati conseguiti sono riportati nelle seguenti figure che mappano lo sforzo di taglio ed il momento flettente.

L'azione del vento risulta trascurabile ed ininfluente sia sui manufatti sia per quanto concerne le sollecitazioni scambiate al terreno di fondazione. Non sono state riscontrate ulteriori azioni agenti sulla platea e sui blocchi tali da poter essere considerate rilevanti ai fini dell'implementazione del modello di calcolo. Parimenti anche l'azione sismica non trova possibilità di implementazione poiché i manufatti non hanno sviluppo verticale.

Momento flettente (KNxm)



Taglio (KN)



Il valore massimo del momento flettente risulta pari a 0.65 KNxm (65 kgxm) a conferma della totale assenza di sollecitazioni di rilievo. Analogamente il taglio è contraddistinto da valori assai ridotti e gli effetti indotti sono tali da risultare del tutto trascurabili.

4.1. COMBINAZIONI DI CARICO

Per quanto concerne gli effetti flettenti e taglianti nelle strutture, gli effetti di deformazione lenta e fessurazione, il dimensionamento delle strutture è eseguito sulla base delle precedentemente riportate qualità dei materiali componenti, mentre i calcoli di progetto e verifica sono stati svolti con i metodi semiprobabilistico allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.), sismico e Stato Limite di Esercizio (S.L.E.), con riferimento agli Eurocodici (calcolo allo stato limite ultimo, verifiche geotecniche e sismiche) oltre che in riferimento al D.M. 14.01.2008 e s.m. e i.

Dovrà risultare sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$Ed \geq Rd$$

Resistenza di progetto \geq Sollecitazione di progetto

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (D.M. 14/01/2008, 2.5.3):

- Combinazione fondamentale, per gli stati limite ultimi (SLU):

$$SD = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$SD = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

$$SD = G_1 + G_2 + P + Ad + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU sono:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il valore dei coefficienti di combinazione usati sono invece i seguenti:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Relativamente all'azione sismica AE, da prendersi in conto in un'apposita situazione di progetto sismica, essa viene schematizzata applicando, non contemporaneamente, in due direzioni ortogonali un sistema di forze orizzontali sismiche di intensità proporzionale alle masse presenti sui vari piani dell'edificio.

Si considerano le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum (\psi_2 Q_k)$$

dove:

Ψ_2 coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_k , che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi variabili siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma.

4.2. DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI (VERIFICA FLESSIONE)

Allo SLU i momenti flettenti sollecitanti di progetto M_{Ed} sono calcolati con i metodi dell'analisi strutturale per i carichi della combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Una sezione inflessa da un momento di progetto di SLU M_{Ed} è verificata se:

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

Per il calcolo dello stato tensionale sono valide le tre ipotesi esposte precedentemente:

- 1) Sezioni piane;
- 2) Aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- 3) Sezione parzializzati;
- 4) Digrammi tensioni-deformazioni dei materiali descritti nel capitolo 3.

Il metodo definisce “configurazioni deformate di SLU” di una sezione solo quelle configurazioni in cui almeno uno dei materiali acciaio e calcestruzzo raggiunge la deformazione ultima del proprio diagramma di progetto. Solo tali configurazioni sono convenzionalmente definite “di stato limite ultimo”.

In flessione le configurazioni deformate di una sezione di interesse allo SLU sono dunque tutte e solo quelle in cui la deformazione del calcestruzzo al bordo compresso è pari alla deformazione ultima $|\varepsilon_c| = |\varepsilon_{cu2}|$ mentre la deformazione ε_s dell'acciaio è compresa tra la deformazione nulla $\varepsilon_s = 0$ e la deformazione ultima ε_{ud} .

Per le sezioni inflesse sono $N_{Ed} = 0$ e $M_{Ed} \neq 0$. Perché risulti $N_{Ed} = 0$ deve essere (vedi figura 4.1):

$$C + S' = S \qquad \beta_1 f_{cd} x_u b + \sigma'_s A'_s = \sigma_s A_s$$

L'asse neutro “taglia” la sezione alla profondità x_u , tale valore permette il calcolo della risultante C delle tensioni del calcestruzzo compresso.

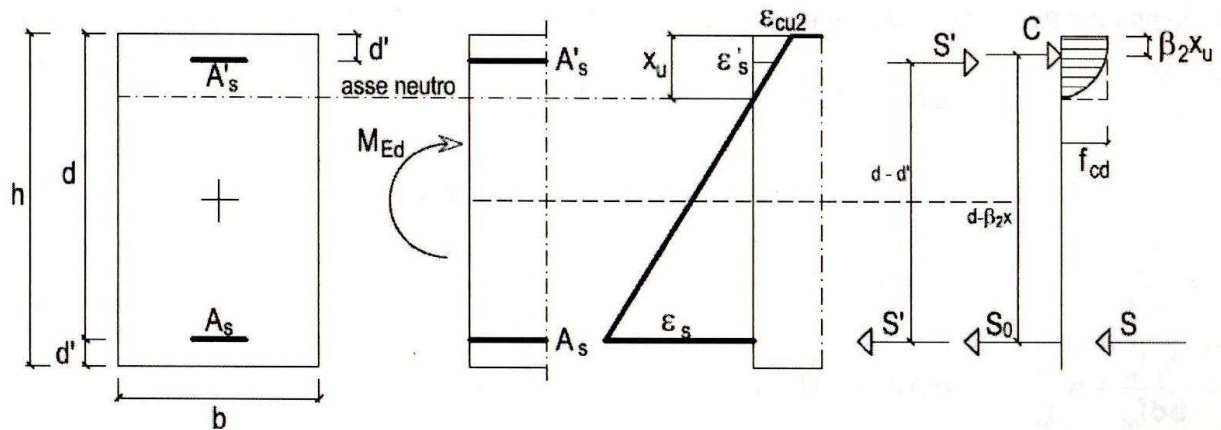


Figura 4.1

Il momento resistente di SLU M_{Rd} è somma di due coppie, una coppia calcestruzzo-acciaio C – S_0 formata dalla risultante C del calcestruzzo compresso e S_0 di parte dell'armatura tesa il cui braccio di leva è $z = (d - \beta_2 x_u)$, e una coppia $S' - S$ formata dalle risultanti S' dell'armatura compressa e della parte restante dell'armatura tesa, con braccio di leva $(d - d')$ (vedi figura 4.1):

$$M_{Rd} = C z + S' (d - d')$$

$$M_{Rd} = \beta_1 f_{cd} x_u b (d - \beta_2 x_u) + \sigma'_s A_{s'} = \sigma'_s A_{s'} (d - d')$$

Avendo come dati le caratteristiche dei materiali acciaio – calcestruzzo e le dimensioni geometriche b , d della sezione considerata, le incognite di progetto sono tre: la larghezza della zona compressa e le aree d'armatura $A_{s'}$ e A_s . Se si fissa un rapporto $A_{s'}/A_s$ le due equazioni sopra riportate (una di equilibrio alla traslazione e una di equilibrio alla rotazione) permettono di determinare la larghezza della zona compressa e l'area A_s dell'armatura tesa.

Dal progetto si ottengono quantità teoriche che sono successivamente arrotondate per eccesso. Tale arrotondamento garantisce che la capacità portante M_{Rd} della sezione sia maggiore di quella minima teorica: progetto e verifica costituiscono dunque di fatto un'unica fase.

4.3. DIMENSIONAMENTO ARMATURE TRASVERSALI (VERIFICA TAGLIO)

Le armature trasversali in grado di portare una forza di taglio V sono quelle che, inclinate da 45° a 90° sull'asse longitudinale di un elemento, attraversano l'asse neutro collegando il corrente inferiore teso con il corrente superiore compresso. Tali armature, per essere efficaci, devono essere debitamente ancorate in entrambi i correnti.

Negli elementi privi di armatura trasversale sotto l'effetto dei carichi nascono fessure sub verticali, oltre che nella zona prevalentemente inflessa, anche nella zona di flessione/taglio. In assenza di armature trasversali per il trasferimento della forza di taglio si ipotizza un meccanismo

resistente arco-tirante in cui l'arco è costituito dal calcestruzzo compresso e il tirante dalle armature inferiori tese ancorate alle estremità (Figura 4.2).

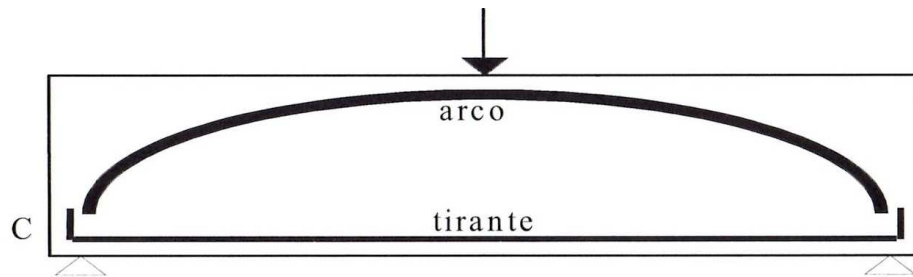


Figura 4.2

Perché il meccanismo arco-tirante sia efficace alle estremità della trave deve essere presente un'adeguata quantità d'armatura al bordo inferiore della sezione. Ipotizzando che il corrente compresso incida nel nodo di estremità con un angolo di 45° , per l'equilibrio nasce nel corrente teso una forza di trazione di intensità pari alla forza di taglio V .

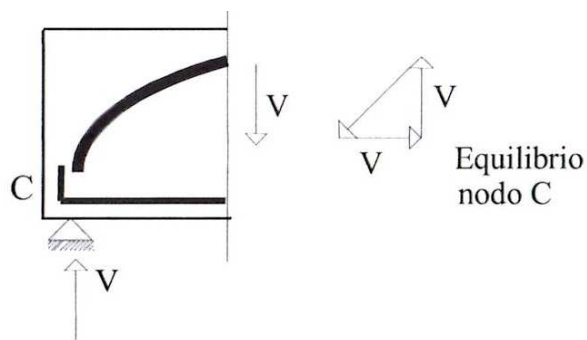


Figura 4.3

La capacità portante V_{Rd} di un elemento non armato a taglio vale (secondo D.M. 14.01.2008 cap. 4.1.2.1.3.1):

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} \cdot 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Per cui deve essere rispettata la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Per elementi dotati di armatura trasversale (staffe, barre piegate,...) il D.M. 14.01.2008 e l'EC2 schematizzano la trave con una sovrapposizione di reticoli isostatici costituiti ciascuno da bielle di calcestruzzo compresse inclinate dell'angolo θ , bielle tese formate dalle armature trasversali disposte con un angolo α compreso tra 45° e 90° rispetto alla linea d'asse della trave,

corrente superiore compresso e corrente inferiore teso (modello di Morsch – Figura 4.4).

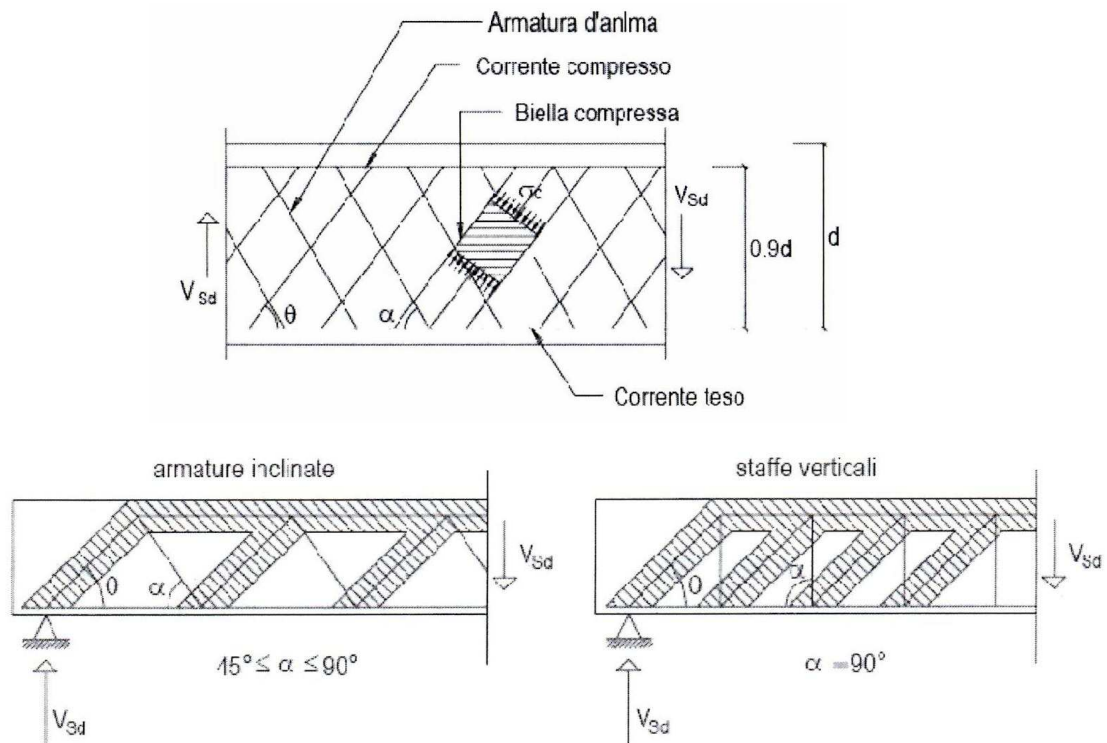


Figura 4.4

Le sollecitazioni nelle bielle del reticolo isostatico si calcolano con semplici equazioni d'equilibrio alla traslazione.

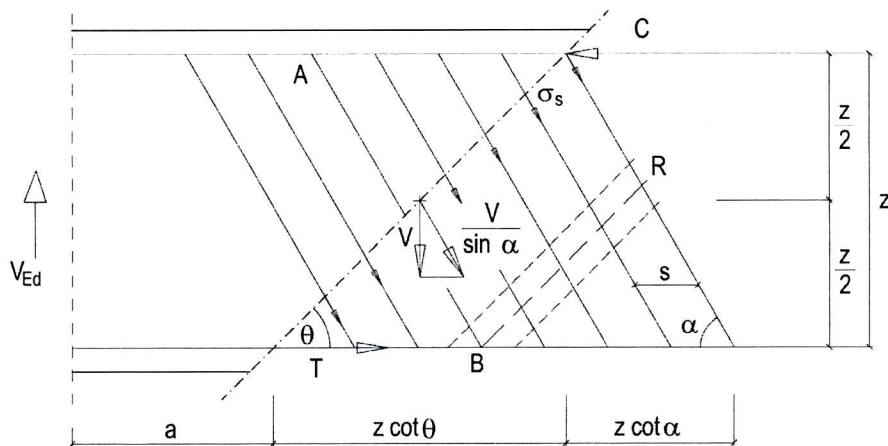


Figura 4.5

Secondo il D.M. 14.01.2008 e s.m. e i.(cap. 4.1.2.1.3.2) l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio allo SLU agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Le verifiche che devono essere soddisfatte in questo caso sono:

- 1) $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$ per la verifica a compressione del calcestruzzo d'anima;
- 2) $V_{Ed} \leq V_{Rds}$ per la verifica a trazione delle armature trasversali;
- 3) $V_{Rds} \leq V_{Rdc}$ per la verifica delle condizioni di duttilità.

4.4. VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

Anche se il progetto delle sezioni e delle armature di un elemento inflesso si effettua, di regola, per le sollecitazioni di stato limite ultimo (SLU), la verifica degli stati limite d'esercizio (SLE) può in molti casi limitare le scelte progettuali. Per evitare che una struttura progettata allo SLU non verifichi gli SLE è opportuno tener conto di questi ultimi nel definire i criteri di predimensionamento allo SLU della geometria degli elementi strutturali.

Gli stati limiti d'esercizio di cui tratta il D.M. 14.01.2008 e s.m. e i. riguardano quelle condizioni d'uso di una struttura che possono avere un risvolto diretto sulla fruibilità, ma non comportano pregiudizio per l'incolumità delle persone. Valgono alcune considerazioni:

- 1) Per la minor severità delle conseguenze legate al superamento di uno stato limite di esercizio i coefficienti di sicurezza parziali delle azioni hanno valore $\gamma_F = 1,0$ minore che allo stato limite ultimo. Analogamente per le resistenze si assume $\gamma_M = 1,0$. il calcolo

dunque si basa sui valori “caratteristici” di azioni e resistenze. Per alcune grandezze meccaniche (modulo E, coefficiente di ritiro, ecc.) si adottano, anziché i valori caratteristici, i valori medi.

- 2) Per strutture non precomprese per lo stato limite di **limitazione delle tensioni** si utilizzano due combinazioni: la combinazione di carico quasi permanente QP e la combinazione di carico caratteristica (rara) CA.

Per lo stato **limite di fessurazione** si utilizza la combinazione di carico quasi permanente QP.

- 3) Per i diversi stati limite di esercizio i valori da non superare sono fissati nella norma di riferimento (D.M. 14.01.2008 e s.m. e i.) o nei capitolati, se legati alle condizioni d’uso di una particolare opera.
- 4) Per il calcolo degli effetti dei carichi (fessure, deformazioni, tensioni, ecc.) oggetto degli SLE si possono utilizzare modelli basati sul comportamento elastico lineare dei materiali. Per il calcestruzzo armato si può utilizzare il modello della sezione omogeneizzata parzializzata.

4.4.1. Verifica di fessurazione

La presenza di fessure nelle strutture inflesse di calcestruzzo armato non precompresso è inevitabile tanto che è alla base dei modelli di calcolo delle strutture in c.a. (sezioni parzializzate). Ciò nonostante l’ampiezza delle fessure deve risultare limitata, oltre che per ragioni estetiche, soprattutto per non ridurre la protezione delle armature all’aggressività ambientale.

Il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III del D.M. 14.01.2008 con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Nella Tab. 4.1.IV del D.M. 14.01.2008 sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure w_d , da confrontare con i valori limite indicati nella tabella precedente, è ottenuto applicando la procedura proposta nel capitolo C4.1.2.2.4.6 2 febbraio 2009, n. 617.

4.4.2. Verifica delle tensioni di esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio è effettuata nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo teso.

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti indicati nel cap. 4.1.2.2.5.1 del D.M. 14.01.2008.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione

seguinte:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente.}$$

La massima tensione di trazione per l'acciaio dell'armatura tesa σ_s , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,80 f_{yk}$$

Nei calcoli per azioni di breve durata può assumersi il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c dato dalla (11.2.5) delle NTC (D.M. 14.01.2008), ed un modulo di elasticità dell'acciaio E_s pari a 210.000 N/mm^2 . Tale valore può essere opportunamente ridotto nel caso di fili, trecce e trefoli da cemento armato precompresso.

Nel caso di azioni di lunga durata, gli effetti della viscosità del calcestruzzo si possono tenere in conto riducendo opportunamente il modulo di elasticità E_c mediante l'introduzione del coefficiente di viscosità ϕ definito nel cap.11.2.10.7 delle NTC.