

1306624/63

Al 1



CITTA' DI TORINO  
VICE DIREZIONE GENERALE INGEGNERIA  
DIREZIONE SERVIZI TECNICI PER L'EDILIZIA PUBBLICA  
Servizio Edilizia per il Sociale



**MANUTENZIONE STRUTTURE PER L'ASSISTENZA,  
BENEFICENZA PUBBLICA E SERVIZI DIVERSI ALLA PERSONA  
ANNO 2013  
EX ISTITUTO DI RIPOSO PER LA VECCHIAIA**

Via San Marino 10\_ Corso Unione Sovietica 220  
COD. OPERA 4045

**PROGETTO DEFINITIVO  
RELAZIONE TECNICO – ILLUSTRATIVA  
E SULLE STRUTTURE**

R.U.P.

arch. Corrado Damiani

coordinatore per la sicurezza in fase di  
progettazione

arch. Elisabetta Bellini



progettista opere architettoniche:

arch. Simona Montafia

coprogettista opere edili:

geom. Antonio La Gamba

collaboratori progettazione opere edili:

p.a. Elio Accastello

geo. Domenico Mecca Aleina



Piazzetta Visitazione , 13 – 10122 Torino – tel. 011 4421543 - fax 011 4421545– www.comune.torino.it  
Arch. Simona Montafia 0114432228 3494162149 simona.montafia@comune.torino.it

## Sommario

|   |    |
|---|----|
| RELAZIONE ILLUSTRATIVA.....   | 2  |
| PREMESSA.....   | 2  |
| DISPONIBILITA' DELL'AREA.....   | 2  |
| NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....   | 2  |
| FINALITÀ DELL'INTERVENTO.....   | 2  |
| DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....   | 3  |
| PREVISIONE DI SPESA.....  | 3  |
| CALCOLO SOMMARIO DELLA SPESA.....   | 3  |
| ATTESTAZIONI.....   | 4  |
| INQUADRAMENTO STORICO.....  | 5  |
| RELAZIONE SULLE STRUTTURE.....  | 9  |
| Opere in c.a. - PREMESSA.....   | 9  |
| Armature minime e limitazioni geometriche.....                              | 9  |
| Esecuzione di prove e verifiche sulle opere in conglomerato cementizio..... | 15 |
| Opere in carpenteria metallica - PREMESSA.....                              | 32 |
| Opere in carpenteria metallica.....   | 32 |
| Analisi delle deformazioni della trave HEA300.....                          | 35 |
| Controlli non distruttivi sulle strutture in acciaio.....                   | 36 |

## **RELAZIONE ILLUSTRATIVA**

### ***PREMESSA***

La presente relazione è redatta ai sensi dell'art. 25 del D.P.R. 207/2010.

Costituiscono oggetto della presente relazione generale le opere di manutenzione straordinaria da realizzarsi nei padiglioni I, II, III dell'ex I.R.V. di proprietà della Città ed aventi destinazione ad assistenza, beneficenza pubblica e servizi diversi alla persona (funzione 10, servizio 4), in carico alla Direzione centrale politiche sociali e rapporti con le aziende sanitarie.

La presente relazione ha finalità di mettere in evidenza le caratteristiche più significative dei lavori da effettuare e fornire un inquadramento storico del complesso oggetto dei lavori.

### ***DISPONIBILITA' DELL'AREA***

La porzione di edificio oggetto dell'intervento di manutenzione straordinaria del presente progetto fa parte del patrimonio edilizio esistente della Direzione centrale politiche sociali e rapporti con le aziende sanitarie della Città di Torino ed è attualmente utilizzata solo parzialmente come sede di numerose associazioni per anziani e disabili ed ospita al piano terreno il servizio "PassePartout InformadisAbile", centro di riferimento per tutti i servizi legati alle persone disabili del territorio cittadino.

Il complesso ha grande valenza storico-architettonica ed è sottoposto a provvedimento di tutela ai sensi del Codice dei Beni Culturali (D.L. n. 42 del 2004) con RRR./9/1985 da parte della Soprintendenza per i beni architettonici e paesaggistici per le province di Torino, Asti, Cuneo, Biella e Vercelli.

### ***NORMATIVA DI RIFERIMENTO***

Tutti gli interventi sono progettati nel rispetto delle normative generali di igiene e sicurezza, di accessibilità degli edifici ai portatori di handicap, di igiene ambientale ed in particolare a quanto normato dai D.G.R. 38/92 e 41/95 e dal D.Lgs. 277/91.

### ***FINALITÀ DELL'INTERVENTO***

Gli interventi di manutenzione straordinaria previsti dal progetto sono redatti al fine di dotare l'edificio di un nuovo ingresso carraio autonomo su via San Marino e di una nuova rampa di accesso all'edificio utilizzabile dalle persone disabili e che costituisca nel contempo uscita di sicurezza per diverse zone del complesso.

### **DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI**

Gli interventi di manutenzione straordinaria previsti nel presente appalto, possono essere così sintetizzati:

Opere provvisoriale

Realizzazione di scavi

Rilevati e reinterri

Demolizioni di vario genere e conferimento ad apposite discariche

Abbattimento essenze arboree ad alto fusto

Realizzazione di strutture in c.a.

Realizzazione di opere e carpenterie in ferro

Realizzazione di massetti

Realizzazione di pavimentazioni per esterni

Realizzazione di tratti di asfalto

Realizzazione od integrazione di intonaci, rasature

Realizzazione di tinteggiature interne ed esterne e verniciature

Fornitura e posa di serramenti esterni

### **PREVISIONE DI SPESA**

Il presente intervento è inserito, per l'anno 2013, nel Programma Triennale delle Opere Pubbliche 2013-2015 al codice opera 4045 per Euro 300.000,00, approvato contestualmente al Bilancio annuale 2013 con deliberazione del Consiglio Comunale del 29 ottobre 2013 (mecc. 2013-03941/024) esecutiva dall'11 novembre 2013.

Essendo l'intervento finalizzato al superamento delle barriere architettoniche, è stata applicata un'aliquota IVA nella misura del 4%, così come previsto dalla circolare N.32/E dell'Agenzia delle Entrate del 5 novembre 2013 avente come oggetto l'aumento dell'aliquota IVA ordinaria dal 21 al 22 per cento - Articolo 40, comma 1-ter, decreto legge 6 luglio 2011, n. 98, come modificato, da ultimo, dall'art. 11, comma 1 lett. a) del decreto legge 28 giugno 2013, n. 76, convertito con modificazione dalla legge 9 agosto 2013, n. 99.

### **CALCOLO SOMMARIO DELLA SPESA**

La spesa da sostenersi per l'esecuzione delle opere in manutenzione straordinaria **funzione 10, servizio 4** ammonta complessivamente a €. 300.000,00 ed è così suddivisa:

|  |      |                  |
|--|------|------------------|
| A) Opere soggette a ribasso                | Euro | 243.566,18       |
| B) Oneri contrattuali per la sicurezza     | Euro | <u>15.867,78</u> |
| <b>C) TOTALE OPERE A BASE D'ASTA (A+B)</b> | Euro | 259.433,96       |

|   |             |                   |
|---|-------------|-------------------|
| D) I.V.A. 4% ( C )                      | Euro        | <u>10.377,36</u>  |
| <b>E) TOTALE 1 (C + D)</b>              | <b>Euro</b> | <b>269.811,32</b> |
| <br>                                    |             |                   |
| F) Spese pubblicità IVA compresa        | Euro        | 10.000,00         |
| <b>Spese Tecniche</b>                   |             |                   |
| G) Incentivo alla progettazione 2%      | Euro        | 5.188,68          |
| H) Imprevisti spese tecniche e collaudi | Euro        | <u>15.000,00</u>  |
| <b>I) TOTALE 2 (G+H)</b>                | <b>Euro</b> | <b>20.176,000</b> |
| <b>TOTALE COMPLESSIVO</b>               | <b>Euro</b> | <b>300.000,00</b> |

Ai sensi dell'art. 53, commi 2, lettera a), e 4, del D.Lgs. 163/2006 e s.m.i., trattandosi di opere di manutenzione straordinaria, si ritiene di avvalersi della facoltà di stipulare il contratto d'appalto a misura, ai sensi dell'art. 53, comma 4, del D.Lgs. 163/2006 e s.m.i., sulla base dell'Elenco Prezzi di riferimento Opere e Lavori Pubblici della Regione Piemonte, edizione "dicembre 2012" (DGR n. 9-5500 del 11.03.2013, B.U. n. 12 del 21.03.2013) che la Città ha adottato quale Elenco Prezzi Ufficiale con deliberazione della Giunta Comunale del 12.04.2013, (n. mecc. 2013 01629/029) dichiarata immediatamente eseguibile.

Considerata la natura dell'opera, trattandosi di intervento manutentivo a carattere generale, non si procede all'acquisizione dei pareri di cui all'art. 43 del Regolamento del Decentramento.

#### **ATTESTAZIONI**

Visto l'art. 136 comma 1 lettera f) del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 (abrogazione dell'art. 4, comma 16, del D.L. 5.10.1991 n. 398, convertito nella L. 4.11.1993 n. 493, come sostituito dall'art. 2, comma 60, della L. 662/96) si attesta:

che ai lavori in progetto, essendo opere pubbliche assistite dalla validazione del progetto, ai sensi degli art. 45,47,49,52,55 del D.P.R. 05 ottobre 2010, n. 207, non si applicano i disposti del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 " Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia" per effetto dell'art. 7 comma 1 c) dello stesso;

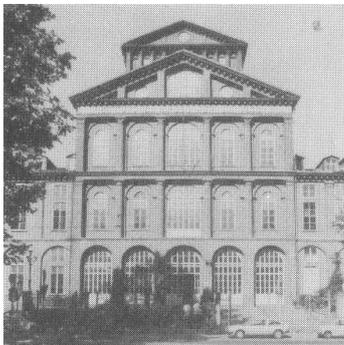
che le opere in progetto sono conformi agli strumenti urbanistici approvati ed adottati, nonché al Regolamento Edilizio vigente;

che le opere in progetto rispettano le normative igienico-sanitarie vigenti;

che le opere in progetto non producono barriere architettoniche e pertanto rispettano il contenuto del DPR 503/96.

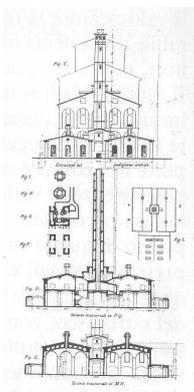
## INQUADRAMENTO STORICO

La nuova sede dell'Ospizio di Carità (ovvero Regio Istituto di Riposo per la Vecchiaia), posta a sud di Torino all'esterno della cinta daziaria, nella campagna della cascina Medico e a lato della strada di Stupinigi, fu costruita tra il 1883 e il 1886 dall'ingegnere Crescentino Caselli (Fubine, 1849-San Giuliano Terme, 1933), incaricato del progetto su concorso del 1881.

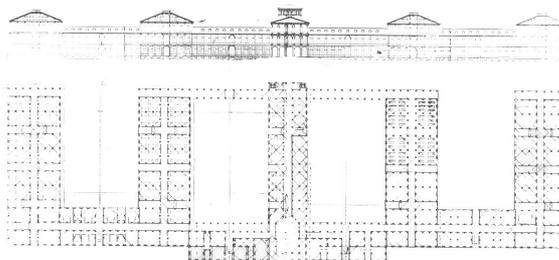


Ancora nel Piano Unico Regolatore e d'Ampliamento del 1906-1908, l'immenso fabbricato - il più grande della città, fino alla costruzione della Fiat-Lingotto, misurando 351,50 m di lunghezza della fronte e 98,08 dei padiglioni - domina isolato, tra pochi edifici di periferia e l'ampio territorio agricolo in prossimità della nuova Piazza d'Armi, che l'Amministrazione della Città si proponeva di anettere con la prevista seconda cinta daziaria. L'immagine ambientale di imponenza e di solitudine dell'edificio che se ne trae è di metafora della singolarità della sua presenza nell'architettura torinese e italiana del suo tempo, e così anche della sua fortuna critica successiva.

Il fabbricato rimase tuttavia incompleto dell'ultima porzione dei padiglioni verso ovest, sicché tutti gli attestamenti rimasero aperti,



lasciando visibili gli



ammorsamenti e la sezione del tetto laterizio, tra voltini e tavellonato. Fu invece compiuto il corpo centrale, con l'atrio e la soprastante cappella con matroneo, il cui spazio sacro è forse la più suggestiva immagine di ciò che sarebbe stata la Mole, se Antonelli ne avesse potuto compiere l'allestimento della destinazione originaria a Tempio israelitico. La manica centrale si conclude con i padiglioni dei servizi tecnici. Benché smantellati degli impianti originari di avanzata tecnologia (documentati dalle fotografie coeve di Vittorio Ecclesia), resta la suggestione dei locali e della volumetria dominata dall'altissima torre ottagonale a doppia coclea del camino.

Contestuale all'edificazione dell'Ospizio fu la perimetrazione della sua amplissima area di pertinenza, non soltanto di riserva per eventuali ampliamenti, ma anche funzionale, per la ricreazione e l'attività degli ospiti. La recinzione, realizzata sulla fronte verso il corso con una cancellata di qua e di là dall'aulico ingresso in corrispondenza del padiglione centrale,

prosegue lateralmente in una cinta in muratura listata fondata su arcate, con spigoli arrotondati, in modo da consentire un eventuale raddoppio dei fabbricati, di là dall'asse longitudinale di simmetria concluso a nord (via Filadelfia) da un portale, a sud (via San Marino) da una coppia di ingressi pedonali. Mentre l'asse è ancora leggibile, pur nel suo stato di frazionamento e



degrado, il muro di cinta, in parte scomparso verso via San Marino e nell'angolo sud-ovest, si confonde tra i campi di calcio della Juventus e lo Sporting, in una condizione a grave a rischio di demolizione nel contesto dei previsti interventi di allestimento dell'area (è ovvio, come esso dovrebbe invece essere oggetto di tutela, in quanto correlato al monumento).

La disposizione dell'edificio è impostata su una griglia modulare ortogonale, di ascendenza dalla dottrina di Durand, con moduli quadrati di 4,48 m, scandita dai canali di distribuzione longitudinali e trasversali di larghezza di 5,12 m.

Questa lieve diversificazione costituisce una articolazione gerarchica, pratica e percettibile, degli spazi di percorso da quelli di attività, e la sua utilità permane nelle recenti riconversioni funzionali. La struttura interna è costituita da pilastri quadrati laterizi, *fulcri*, di 90 cm di lato, cavi per accogliere gli impianti, connessi ai muri perimetrali



largamente alleggeriti da grandi aperture di finestre e porte-finestre e addensati in pilastri in corrispondenza dei nodi della griglia, ma ancora strutturalmente collaboranti. Gli orizzontamenti sono costituiti non mediante una gerarchia di volte poggianti su archi e questi sui pilastri (come era nella pratica convenzionale: ad esempio nell'Ospedale dei

Pazzereelli di Talucchi), bensì da volte a fungo, che si allargano per corsi di mattoni concentrici al fulcro fino a combaciare, plasmate in continuità col fulcro stesso e gli archi estradossali di irrigidimento. È di contrasto alla spinta orizzontale delle volte, molto ribassate, un accurato sistema di contrafforti laterizi e tiranti in ferro, e nell'insieme la struttura unisce la massima coesione con la massima leggerezza, presentando altresì il minimo d'ingombro strutturale e quindi il miglior rapporto tra superficie utile e superficie coperta, nonché la massima flessibilità e adattabilità di allestimento. La regolarità della maglia modulare si estende a organizzare lo spazio dell'intorno: non soltanto le intercapedini perimetrali grazie alle quali il piano seminterrato si affaccia integralmente all'esterno, bensì anche gli interi cortili.

Parzialmente distrutto dai bombardamenti, il primo padiglione è stato ricostruito su disposizioni sensibilmente diverse, i mutamenti intercorsi degli standard di comfort e l'obsolescenza degli allestimenti hanno offuscato l'apprezzamento, la fiducia di impegnarsi in un aggiornamento progressivo del fabbricato, sicché l'Ospizio di Carità è divenuto senza contrasti uno di quei "grandi contenitori" disponibili al "recupero funzionale", le cui destinazioni d'uso furono attribuite essenzialmente a monte di una valutazione delle suscettività che andasse oltre quella della capienza. La sussistenza del monumento venne affidata alla qualità degli interventi di ristrutturazione, attenzione nonostante la quale il frazionamento del possesso e delle funzioni, nonché dai tempi differenziati degli interventi, si è impresso fatalmente nella materia dell'architettura (non soltanto gli esterni, ma anche gli interni e il sistema distributivo) attraverso le diversificazioni degli allestimenti e della manutenzione.



A tamponamento di un crollo avvenuto all'attacco del Terzo Padiglione, venne realizzata un'ampia sala da spettacolo al piano terreno, che però tuttora si legge come una ferita ancora aperta all'interno della struttura.

Sempre in seguito ai bombardamenti, in corrispondenza della zona adiacente la sala teatro, vennero rifatti

in cemento armato sia la struttura portante che gli orizzontamenti, realizzando dei piani ammezzati con interpiani di circa cm 350.



Gli interventi di ristrutturazione più recenti riguardano il Padiglione Nono, sede del C.S.I. (centro di elaborazione dati del Comune di Torino), i Padiglioni Settimo ed Ottavo riconvertiti nel corso degli anni ottanta a sede della Facoltà di Economia e Commercio con progetto dell'Arch. Andrea Bruno; l'intervento in oggetto risulta piuttosto "forte",

soprattutto l'aggiunta della parte relativa alle aule magne sul lato cortile, caratterizzata da forma e materiali moderni, in netto contrasto con l'esistente.

I Padiglioni Sesto, Quinto e Quarto risultano attualmente di proprietà dell'Università degli Studi di Torino



Un intervento recente che a livello di spunti progettuali è stato preso come riferimento per il progetto è quello che prevede il riaccorpamento della Facoltà di Economia dell'Università di Torino, realizzato dallo Studio Vinardi, che sostanzialmente va ad occupare il cortile fra i Padiglioni Quinto Sesto e Settimo, dotando la Facoltà di varie aule interrato di grandi dimensioni senza intervenire sull'edificio, già pesantemente rimaneggiato.

Alla base del progetto vi è il recupero e l'evidenziazione della modularità caselliana, e la trasposizione all'esterno del disegno dei percorsi di collegamento interni.

Anche per questo progetto nonostante sia un intervento di portata ben diversa da quello dell'Università, sono state seguite queste linee progettuali concentrando l'intervento in corrispondenza del cortile con la costruzione una rampa di collegamento al piano terreno con caratteristiche di modularità, forma ed utilizzo di materiali in linea con la parte esistente.

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### **Opere in c.a. - PREMESSA**

Le opere in c.a. riguardano la formazione di una rampa utilizzabile per le persone disabili come accesso all'edificio e come vie di fuga per varie aree del complesso. Sugli elaborati grafici è indicato un dimensionamento di massima delle strutture, e sarà cura della Direzione Lavori fornire in corso d'opera, con apposito Ordine di Servizio, gli elaborati grafici esecutivi corredati dalla relazione di calcolo.

### **Armature minime e limitazioni geometriche**

relative alle sezioni degli elementi strutturali in cemento armato

### **Dettagli costruttivi per le zone non sismiche**

Le armature di elementi strutturali in cemento armato devono rispettare le dimensioni minime stabilite dal punto 4.1.6.1.1 delle Norme tecniche per le costruzioni emanate con D.M. 14 gennaio 2008.

Armatura minima delle travi

L'area dell'armatura longitudinale  $A_{s,min}$  in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

dove

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa (per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di  $b_t$  si considera solo la larghezza dell'anima)

$d$  è l'altezza utile della sezione.

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore a  $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ , essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque con passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In ogni caso, almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

### **Armatura minima dei pilastri**

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore o uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre, la loro area non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0,003 A_c$$

dove  $A_c$  è l'area di calcestruzzo.

Le armature trasversali devono essere poste a interasse non maggiore di dodici volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Copriferro e interferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo non inferiore a 15 mm.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

Il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella sottostante, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di tabella 4.1.IV delle Norme tecniche per le costruzioni. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da cemento armato o cavi aderenti da cemento armato precompresso (fili, trecce e trefoli) e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti, ecc.) o monodimensionale (travi, pilastri, ecc).

Ai valori della tabella 60.1 devono essere aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della tabella 60.1 si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (tipo 2 secondo la tabella 2.4.I delle Norme tecniche per le costruzioni). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (tipo 3 secondo la citata tabella 2.4.I) i valori della tabella 60.1 vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$ , i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per

produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

### Valori minimi di copri ferro

|           |        |                  | Barre da cemento armato | Barre da cemento armato | Cavi da cemento armato precompresso | Cavi da cemento armato precompresso |                    |                        |                |                        |
|-----------|--------|------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------|------------------------|----------------|------------------------|
|           |        |                  | Elementi a piastra      |                         | Altri elementi                      |                                     | Elementi a piastra |                        | Altri elementi |                        |
| $C_{min}$ | $C_o$  | ambiente         | $C \geq C_o$            | $C_{min} \leq C < C_o$  | $C \geq C_o$                        | $C_{min} \leq C < C_o$              | $C \geq C_o$       | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$   | $C_{min} \leq C < C_o$ |
| c25/30    | c35/45 | Ordinario        | 15                      | 20                      | 20                                  | 25                                  | 25                 | 30                     | 30             | 35                     |
| c28/35    | c40/50 | Aggressivo       | 25                      | 30                      | 30                                  | 35                                  | 35                 | 40                     | 40             | 45                     |
| c35/45    | c45/55 | Molto aggressivo | 35                      | 40                      | 40                                  | 45                                  | 45                 | 50                     | 50             | 50                     |

### Dettagli costruttivi per le zone sismiche

Le indicazioni fornite nel seguito in merito ai dettagli costruttivi si applicano sia alle strutture in cemento armato gettate in opera sia alle strutture in cemento armato prefabbricate (paragrafo 7.4.6 NTC). I dettagli costruttivi sono articolati in termini di:

- limitazioni geometriche;
- limitazioni di armatura.

Limitazioni geometriche

#### Travi

La larghezza  $b$  della trave deve essere  $\geq 20$  cm e, per le travi basse comunemente denominate a spessore, deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte  $bc$ , essendo  $bc$  la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.

Il rapporto  $b/h$  tra larghezza e altezza della trave deve essere  $\geq 0,25$ .

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che le sostengono. Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Le zone critiche si estendono, per CD"B" e CD"A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un

pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a due volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

### ***Pilastri***

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm.

Se  $q$ , quale definito nel paragrafo 7.3.1 delle Norme tecniche per le costruzioni, risulta  $> 0,1$ , l'altezza della sezione non deve essere inferiore a un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro.

In assenza di analisi più accurate, si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra l'altezza della sezione,  $1/6$  dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a tre volte l'altezza della sezione.

### ***Nodi trave-pilastro***

Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Nel caso che tale eccentricità superi  $1/4$  della larghezza del pilastro, la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

### **Pareti**

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del paragrafo 7.4.4.6 (armature inclinate) delle Norme tecniche per le costruzioni e  $1/20$  dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare a un solo piano non destinate a uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate, si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra la larghezza della parete e  $1/6$  della sua altezza.

### **Limitazioni di armatura**

#### **Travi**

#### **ARMATURE LONGITUDINALI**

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori sia inferiori, devono attraversare di regola i nodi, senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a  $1,25 f_{yk}$  e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi al di là di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo invece deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro.

Per nodi esterni si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a dieci volte il loro diametro, disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

#### **ARMATURE TRASVERSALI**

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive invece devono essere disposte a un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- 1/4 dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- sei volte e otto volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- ventiquattro volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a  $135^\circ$  prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

#### **PILASTRI**

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, devono essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente, qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro deve essere estesa all'intera altezza del pilastro.

#### **ARMATURE LONGITUDINALI**

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale, con  $\rho$  rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:  $1\% \leq \rho \leq 4\%$ . Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

#### **ARMATURE TRASVERSALI**

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti:

le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;

almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature;

le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm e il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";

125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";

sei e otto volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

#### ***Nodi trave-pilastro***

Lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

#### ***Pareti***

Le armature, sia orizzontali sia verticali, devono avere diametro non superiore a 1/10 dello spessore della parete, essere disposte su entrambe le facce della parete, a un passo non superiore a 30 cm ed essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato. Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza confinata  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in

pianta  $l$  della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico  $\rho$  dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:  $1\% \leq \rho \leq 4\%$ . Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due, con un passo non superiore a otto volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata. Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento e attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra  $1/2$  altezza e  $1/2$  larghezza della parete. Nella rimanente parte della parete, in pianta e in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

### ***Travi di accoppiamento***

Nel caso di armatura a X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm. In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale, deve essere disposta nella trave un'armatura di almeno 10 cm di diametro, distribuita a passo 10 cm in direzione sia longitudinale che trasversale e un'armatura corrente di due barre da 16 mm ai bordi superiore e inferiore. Gli ancoraggi delle armature nelle pareti devono essere del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche.

### ***Esecuzione di prove e verifiche sulle opere in conglomerato cementizio***

#### **Resistenza caratteristica**

Agli effetti delle nuove norme tecniche emanate con D.M. 14 gennaio 2008, un calcestruzzo viene individuato tramite la resistenza caratteristica a compressione. Si definisce *resistenza caratteristica* la resistenza a compressione al di sotto della quale si può attendere di trovare il 5% della popolazione di tutte le misure di resistenza.

Controlli di qualità del conglomerato

Il controllo di qualità, così come descritto più avanti, consente di verificare nelle diverse fasi esecutive la produzione del conglomerato cementizio, garantendone, così, la conformità alle prescrizioni di progetto.

Il controllo deve articolarsi nelle seguenti fasi:

- valutazione preliminare di qualificazione;
- controllo di accettazione;
- prove complementari.

## **VALUTAZIONE PRELIMINARE DI QUALIFICAZIONE**

Consiste nella verifica della qualità dei componenti il conglomerato cementizio (ovvero aggregati, cementi, acque e additivi) e si esplica attraverso il confezionamento di miscele sperimentali che permettono di accertare la possibilità di produrre conglomerati conformi alle prescrizioni di progetto (classe di resistenza e classe di consistenza conformi alla norma UNI EN 206-1).

Tutti i materiali forniti, se finalizzati all'esecuzione di elementi strutturali, devono essere forniti di un'attestazione di conformità di livello 2+. Tali controlli sono da considerarsi cogenti e inderogabili.

### **Controllo di accettazione**

Si riferisce all'attività di controllo esercitata dalla direzione dei lavori durante l'esecuzione delle opere e si esplica attraverso la determinazione di parametri convenzionali, quali la misura della resistenza a compressione di provini cubici, la misura della lavorabilità mediante l'abbassamento al cono di Abrams del calcestruzzo fresco, ecc. Tali controlli sono da considerarsi cogenti e inderogabili.

### **Prove complementari**

Comprendono tutta l'attività sperimentale che la direzione dei lavori può avviare in presenza di procedure particolari di produzione e/o ove necessario, a integrazione delle precedenti prove.

Valutazione preliminare della resistenza caratteristica

L'appaltatore, prima dell'inizio della costruzione di un'opera, deve garantire, attraverso idonee prove preliminari, la resistenza caratteristica per ciascuna miscela omogenea di conglomerato che verrà utilizzata per la costruzione dell'opera. Tale garanzia si estende anche al calcestruzzo fornito da terzi.

L'appaltatore resta, comunque, responsabile della garanzia sulla qualità del conglomerato, che sarà controllata dal direttore dei lavori, secondo le procedure di cui al punto seguente.

### **Controllo di accettazione**

Il direttore dei lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera, per verificare la conformità tra le caratteristiche del conglomerato messo in opera e quello stabilito dal progetto e garantito in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e si articola, in funzione del quantitativo di conglomerato accettato, nelle seguenti due tipologie:

- controllo tipo A;
- controllo tipo B.

Il controllo di accettazione è positivo e il quantitativo di calcestruzzo accettato, se risultano verificate le due disuguaglianze riportate nella seguente tabella:

Controlli di accettazione

| Controllo di tipo A  | Controllo di tipo B                                    |
|--|--|
| $R_i \geq R_{ck} - 3,5$  |  |
| $R_m \geq R_{ck} + 3,5$ (numero prelievi 3)  | $R_m \geq R_{ck} + 1,4 s$ (numero prelievi $\geq 15$ ) |
| dove $R_m$ = resistenza media dei prelievi ( $N/mm^2$ ) $R_i$ = minore valore di resistenza dei prelievi ( $N/mm^2$ ) $s$ = scarto quadratico medio. |  |

Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3.

### Prelievo ed esecuzione della prova a compressione

Prelievo di campioni

Il prelievo di campioni di calcestruzzo deve essere eseguito dalla direzione dei lavori, che deve provvedere a identificare i provini mediante sigle ed etichette e a custodirli in un locale idoneo prima della formatura e durante la stagionatura.

Un prelievo consiste nel prelevare da una carica di calcestruzzo, per ogni giorno di getto e per un massimo di 100 m<sup>3</sup> forniti, al momento della posa in opera nei casseri, la quantità di conglomerato necessaria per la confezione di un gruppo di due provini.

La campionatura minima per ciascun controllo di accettazione è di tre prelievi di due cubetti ciascuno.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la cosiddetta *resistenza di prelievo*, che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

È obbligo del direttore dei lavori prescrivere ulteriori prelievi rispetto al numero minimo tutte le volte che variazioni di qualità dei costituenti dell'impasto possano far presumere una variazione di qualità del calcestruzzo stesso.

### Dimensioni dei provini

La forma e le dimensioni dei provini di calcestruzzo per le prove di resistenza meccanica sono previste dalla norma **UNI EN 12390-3**. In generale, il lato dei cubetti deve essere proporzionato alla dimensione massima dell'inerte.

La norma **UNI EN 12390-1** indica, come dimensione del lato del provino, quella pari ad almeno tre volte la dimensione nominale dell'aggregato con cui è stato confezionato il calcestruzzo.

In generale, ora devono confezionarsi provini con le seguenti dimensioni nominali:

cubetti di calcestruzzo:

lato b (cm) = 10-15-20-25 e 30;

tolleranza lunghezza lato:  $\pm 0,5\%$ .

provini cilindrici:

diametro  $d$  (cm) = 10-11,30-15-20-25-30;

altezza pari a due volte il diametro;

tolleranza altezza cilindro:  $\pm 5\%$ ;

tolleranza perpendicolarità generatrice rispetto alla base del cilindro del provino:  $\pm 0,5$  mm.

provini prismatici:

lato di base  $b$  (cm) = 10-15-20-25 e 30;

lunghezza maggiore o uguale a  $3,5 b$ ;

tolleranza lato di base:  $\pm 0,5\%$ ;

tolleranza perpendicolarità spigoli del provino:  $\pm 5$  mm.

La tolleranza sulla planarità dei provini è di  $\pm 0,000 \cdot 6 d (b)$ .

### **Confezionamento dei provini**

Il calcestruzzo entro le forme o cubiere deve essere opportunamente assestato e compattato per strati, secondo le prescrizioni della norma **UNI 12390-2**, utilizzando uno dei seguenti metodi:

barra d'acciaio a sezione quadra (25 mm  $\times$  25 mm) e lunghezza di almeno 38 cm;

barra di acciaio a sezione circolare con diametro 16 mm e lunghezza di almeno 60 cm;

tavola vibrante, con diametro in funzione della dimensione più piccola dell'inerte con cui è stato confezionato il calcestruzzo;

vibratore interno.

Il calcestruzzo, prima di essere collocato nelle casseforme, deve essere opportunamente rimiscelato in apposito recipiente. Il riempimento delle casseformi deve avvenire per strati. La norma **UNI 12390-2** indica almeno due strati con spessore non superiore a 10 cm.

Il calcestruzzo a consistenza umida o a basso tenore d'acqua, invece, dovrà essere vibrato nella cubiera mediante tavola vibrante o vibratore a immersione di dimensioni e caratteristiche rapportate alle dimensioni del provino.

Dopo la costipazione, la superficie di calcestruzzo nella parte superiore della casseforma deve essere rasata con righello metallico e lisciata con idonea cazzuola o con fratazzo. La superficie esterna del provino deve essere opportunamente protetta, dall'evaporazione fino alla sfornatura.

La sfornatura, che consiste nella rimozione delle casseforme, potrà essere eseguita dopo 24 ore dalla preparazione e in maniera da non danneggiare il provino.

Caratteristiche delle casseforme calibrate per provini

Le casseformi calibrate per il confezionamento dei provini di calcestruzzo cubici, cilindrici e prismatici, secondo la norma **UNI EN 12390-1**, devono essere a tenuta stagna e non assorbenti.

Preferibilmente devono impiegarsi casseforme in acciaio o in ghisa e le giunture devono essere trattate con specifici prodotti (oli, grasso, ecc.) per assicurare la perfetta tenuta stagna.

Sulle dimensioni (lati e diametro) è ammessa una tolleranza dello  $\pm 0,25\%$ . Le tolleranze sulla planarità delle facce laterali e della superficie della piastra di base variano a seconda che si tratti di casseforme nuove o usate. Per le casseforme per provini cubici o prismatici è ammessa una tolleranza sulla perpendicolarità tra gli spigoli di  $\pm 0,5$  mm. Le modalità di misurazione delle tolleranze geometriche (planarità, perpendicolarità e rettilineità) e dei provini di calcestruzzo e delle casseforme sono illustrate nell'appendice A e B della norma **UNI EN 12390-1**.

Le caratteristiche costruttive delle casseformi devono essere idonee a prevenire eventuali deformazioni durante il confezionamento dei provini. Le casseformi in commercio sono realizzate in:

materiale composito (di tipo compatto o scomponibile nel fondo e nelle quattro pareti laterali);

polistirolo espanso (la sformatura del provino da tali casseforme ne comporta la distruzione);

acciaio (scomponibili e dotate di separatori a incastro nel caso di casseforme a più posti).

L'impiego di tali prodotti verrà autorizzato dal direttore dei lavori solo in presenza del certificato di qualità attestante che i requisiti prestazionali corrispondano a quelli previsti dalla norma **UNI EN 12390-1**.

### **Marcatura dei provini**

Il direttore dei lavori deve contrassegnare i provini di calcestruzzo mediante sigle, etichettature indelebili, ecc. Tali dati devono essere annotati nel verbale di prelievo ai fini dell'individuazione dei campioni e per avere la conferma che essi siano effettivamente quelli prelevati in cantiere in contraddittorio con l'appaltatore.

Dopo la marcatura, i provini devono essere inviati per l'esecuzione delle prove ai laboratori ufficiali. Il certificato di prova dovrà contenere tutti i dati dichiarati dal direttore dei lavori, compreso il riferimento al verbale di prelievo.

Verbale di prelievo di campioni di calcestruzzo in cantiere

Il verbale di prelievo dei cubetti di calcestruzzo, che deve essere eseguito in cantiere dal direttore dei lavori in contraddittorio con l'impresa per l'esecuzione di prove presso laboratori ufficiali, deve contenere le seguenti indicazioni:

località e denominazione del cantiere;

requisiti di progetto del calcestruzzo;  
modalità di posa in opera;  
identificazione della betoniera;  
data e ora del prelevamento;  
posizione in opera del calcestruzzo da cui è stato fatto il prelievo;  
marcatatura dei provini;  
modalità di compattazione nelle casseforme (barra d'acciaio a sezione quadrata o a sezione circolare e relativo numero dei colpi necessari per l'assestamento, tavola vibrante, vibratore interno);  
modalità di conservazione dei provini prima della scasseratura;  
modalità di conservazione dei provini dopo la scasseratura;  
dichiarazione, del direttore dei lavori o dell'assistente, delle modalità di preparazione dei provini, in conformità alle prescrizioni della norma uni 12390-2;  
eventuali osservazioni sulla preparazione e sulla conservazione dei provini di calcestruzzo.  
Il verbale di prelievo deve essere firmato dal direttore dei lavori e da un rappresentante qualificato dell'impresa esecutrice.

Domanda di prova al laboratorio ufficiale

La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal direttore dei lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

Le prove non richieste dal direttore dei lavori non possono fare parte dell'insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale.

### **Conservazione e maturazione**

La conservazione e la maturazione dei provini di calcestruzzo devono avvenire presso il laboratorio ufficiale prescelto, a cui devono essere inviati i provini non prima di 24 ore dopo il confezionamento in cantiere.

Le diverse condizioni di stagionatura rispetto a quelle prescritte dalla norma **UNI EN 12390-2** devono essere opportunamente annotate sul verbale.

I provini di calcestruzzo devono essere prelevati dall'ambiente di stagionatura almeno 2 ore prima dell'inizio della prova. I provini durante il trasporto devono essere opportunamente protetti da danni o essiccamenti. In alcuni particolari casi come nelle prove a 3 e 7 giorni o minori, è necessario l'impallaggio dei provini in segatura o sabbia umida.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la *resistenza di prelievo*, che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del conglomerato.

### **Resoconto della prova di compressione**

I certificati emessi dai laboratori ufficiali prove, come previsto dalle norme tecniche, devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- un'identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente i lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del direttore dei lavori che richiede la prova e il riferimento al verbale di prova;
- la descrizione, l'identificazione e la data di prelievo dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni provati, dopo eventuale rettifica;
- le modalità di rottura dei campioni;
- la massa volumica del campione;
- i valori di resistenza misurati.

### **Controlli sul calcestruzzo fresco**

Prove per la misura della consistenza

La consistenza, intesa come lavorabilità, non è suscettibile di definizione quantitativa, ma soltanto di valutazione relativa del comportamento dell'impasto di calcestruzzo fresco secondo specifiche modalità di prova.

I metodi sottoelencati non risultano pienamente convergenti, tanto che le proprietà del calcestruzzo risultano diverse al variare del metodo impiegato. In sostanza, il tipo di metodo andrà riferito al tipo di opera strutturale e alle condizioni di getto. Il metodo maggiormente impiegato nella pratica è quello della misura dell'abbassamento al cono.

Le prove che possono essere eseguite sul calcestruzzo fresco per la misura della consistenza sono:

- prova di abbassamento al cono (slump test);
- misura dell'indice di compattabilità;
- prova Vebè;
- misura dello spandimento.

La norma uni en 206-1 raccomanda di interpretare con cautela i risultati delle misure quando i valori misurati cadono al di fuori dei seguenti limiti:

- abbassamento al cono:  $\geq 10$  mm e  $\leq 210$  mm;
- tempo Vebè:  $\leq 30$  secondi e  $> 5$  secondi;

indice di compattabilità:  $\geq 1,04$  e  $< 1,46$ ;

spandimento:  $> 340$  mm e  $\leq 620$  mm.

Classi di consistenza del calcestruzzo fresco mediante la misura dell'abbassamento al cono (fonte: Linee guida sul calcestruzzo strutturale, 1996)

| Classe di consistenza | Abbassamento (mm) | Denominazione corrente |
|-----------------------|-------------------|------------------------|
| S1                    | Da 10 a 40        | Umida                  |
| S2                    | Da 50 a 90        | Plastica               |
| S3                    | Da 100 a 150      | Semifluida             |
| S4                    | Da 160 a 210      | Fluida                 |
| S5                    | $> 210$           | -                      |

Classi di consistenza del calcestruzzo fresco mediante il metodo Vebè (fonte: Linee guida sul calcestruzzo strutturale, 1996)

| Classe di consistenza | Tempo Vebè (s) |
|-----------------------|----------------|
| V0                    | $\geq 31$      |
| V1                    | Da 30 a 21     |
| V2                    | Da 20 a 11     |
| V3                    | Da 10 a 6      |
| V4                    | Da 5 a 3       |

Classi di consistenza del calcestruzzo fresco mediante la misura dello spandimento (fonte: Linee guida sul calcestruzzo strutturale, 1996)

| Classe di consistenza | Spandimento (mm) |
|-----------------------|------------------|
| FB1                   | $\leq 340$       |
| FB2                   | Da 350 a 410     |
| FB3                   | Da 420 a 480     |
| FB4                   | Da 490 a 550     |
| FB5                   | Da 560 a 620     |
| FB6                   | $\geq 630$       |

Classi di consistenza del calcestruzzo fresco mediante dell'indice di compattabilità (fonte: Linee guida sul calcestruzzo strutturale, 1996)

| Classe di consistenza | Indice di compattabilità |
|-----------------------|--------------------------|
| C0                    | $\geq 1,46$              |
| C1                    | Da 1,45 a 1,26           |
| C2                    | Da 1,25 a 1,11           |
| C3                    | Da 1,10 a 1,04           |

Controllo della composizione del calcestruzzo fresco

La prova prevista dalla norma UNI 6393 (ritirata senza sostituzione) è impiegata per la determinazione del dosaggio dell'acqua e del legante e per l'analisi granulometrica del residuo secco, al fine di controllare la composizione del calcestruzzo fresco rispetto alla composizione e alle caratteristiche contrattuali per le specifiche opere.

La prova potrà essere chiesta dal direttore dei lavori in caso di resistenza a compressione non soddisfacente o per verificare la composizione del calcestruzzo rispetto alle prescrizioni contrattuali.

Il metodo non è applicabile per i calcestruzzi nei quali la dimensione massima dell'aggregato superi 31,5 mm e per il calcestruzzo indurito prelevato da getti in opera.

Per l'esecuzione della prova dovranno essere prelevati tre campioni di quantità variabile da 3 a 10 kg di calcestruzzo fresco, in funzione della dimensione dell'inerte. Il prelevamento dei campioni da autobetoniera deve essere eseguito entro 30 minuti dall'introduzione dell'acqua. Il campionamento deve essere eseguito secondo le modalità prescritte dalla norma UNI EN 12350-1.

Al metodo di controllo della composizione del calcestruzzo fresco è attribuita una precisione di circa il 3%.

Determinazione della quantità d'acqua d'impasto essudata (Bleeding)

La determinazione della quantità d'acqua d'impasto essudata (UNI 7122) ha lo scopo di determinare nel tempo la percentuale d'acqua d'impasto presente nel campione (oppure come volume d'acqua essudata per unità di superficie:  $\text{cm}^3/\text{cm}^2$ ) che affiora progressivamente sulla superficie del getto di calcestruzzo subito dopo la sua compattazione.

La prova non è attendibile per calcestruzzo confezionato con aggregato con dimensione massima maggiore di 40 mm.

L'esecuzione di opere di finitura e lisciatura delle superfici di calcestruzzo devono essere eseguite dopo i risultati della determinazione della quantità d'acqua d'impasto essudata.

### **Controlli sul calcestruzzo in corso d'opera**

Le finalità

Le Nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) prevedono esplicitamente (paragrafo 11.2.5) l'effettuazione di un controllo di accettazione del calcestruzzo in relazione alla resistenza caratteristica a compressione prescritta. Qualora i valori di resistenza a compressione dei provini prelevati durante il getto non soddisfino i criteri di accettazione della classe di resistenza caratteristica prevista nel progetto o qualora sorgano dubbi sulla qualità del calcestruzzo, è facoltà del direttore dei lavori richiedere l'effettuazione di prove direttamente sulle strutture. In questi casi, si dovrà tenere nel debito conto gli effetti che sui prelievi in opera hanno avuto la posa in opera e la stagionatura del calcestruzzo. Per tale ragione, la verifica o il prelievo del calcestruzzo indurito non possono essere sostitutivi dei controlli d'accettazione da eseguirsi su provini prelevati e stagionati in conformità alle relative norme UNI.

La conformità della resistenza non implica necessariamente la conformità nei riguardi della durabilità o di altre caratteristiche specifiche del calcestruzzo messo in opera. Analogamente, la non conformità della resistenza valutata in una posizione non implica la non conformità di tutto il calcestruzzo messo in opera.

La stima della resistenza *in situ* dalla struttura può essere richiesta anche ai fini della valutazione della sicurezza di edifici esistenti, per esempio quando ricorra uno dei seguenti casi:

riduzione evidente della capacità resistente di elementi strutturali;  
azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura) che abbiano compromesso la capacità resistente della struttura;  
degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali (in relazione alla durabilità dei materiali stessi);  
verificarsi di azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) significative e di situazioni di funzionamento e uso anomalo;  
distorsioni significative imposte da deformazioni del terreno di fondazione;  
provati errori di progetto o esecuzione;  
cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili;  
interventi non dichiaratamente strutturali (impiantistici, di redistribuzione degli spazi, ecc.) qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale.  
Le modalità d'indagine, ovviamente, sanno diversificate a seconda che sia necessario:  
stimare la stabilità di un'intera struttura;  
determinare la qualità di singoli elementi.

In ogni caso, il numero di campioni prelevati dipende:

dal grado di fiducia che si intende affidare alla stima della resistenza;  
dalla variabilità dei dati o risultati che si presume di ottenere.

#### **Pianificazione delle prove in opera**

Le regioni di prova, da cui devono essere estratti i campioni o sulle quali saranno eseguite le prove sul calcestruzzo in opera, devono essere scelte in modo da permettere la valutazione della resistenza meccanica della struttura o di una sua parte interessata all'indagine secondo i criteri previsti dalla uni en 13791.

Le aree e i punti di prova devono essere preventivamente identificati e selezionati in relazione agli obiettivi. La dimensione e la localizzazione dei punti di prova dipendono dal metodo prescelto, mentre il numero di prove da effettuare dipende dall'affidabilità desiderata nei risultati. La definizione e la divisione in regioni di prova di una struttura, presuppongono che i prelievi o i risultati di una regione appartengano statisticamente e qualitativamente a una medesima popolazione di calcestruzzo.

Nella scelta delle aree di prova si deve tener conto che, in ogni elemento strutturale eseguito con getto continuo, la resistenza del calcestruzzo in opera diminuisce progressivamente dal basso verso l'alto. Nel caso in cui si voglia valutare la capacità portante di una struttura, le regioni di prova devono essere concentrate nelle zone più sollecitate dell'edificio. Nel caso in cui si voglia valutare il tipo o l'entità di un danno, invece, le regioni di prova devono essere concentrate nelle zone dove si è verificato il danno o si suppone sia avvenuto. In quest'ultimo caso, per poter effettuare un confronto, è opportuno saggiare anche una zona non danneggiata.

### **Predisposizione delle aree di prova**

Le aree e le superfici di prova vanno predisposte in relazione al tipo di prova che s'intende eseguire, facendo riferimento al fine cui le prove sono destinate, alle specifiche norme uni e alle indicazioni del produttore dello strumento di prova.

In linea di massima e salvo quanto sopra indicato, le aree di prova devono essere prive di evidenti difetti che possano inficiare il risultato e la significatività delle prove stesse (vespai, vuoti, occlusioni, ecc.), di materiali estranei al calcestruzzo (intonaci, collanti, impregnanti, ecc.), nonché di polvere e impurità in genere.

L'eventuale presenza di materiale estraneo e/o di anomalie sulla superficie deve essere registrata sul verbale di prelievo e/o di prova.

In relazione alla finalità dell'indagine, i punti di prelievo o di prova possono essere localizzati in modo puntuale, per valutare le proprietà di un elemento oggetto d'indagine o casuale, per valutare una partita di calcestruzzo indipendentemente dalla posizione.

In quest'ultimo caso, il campionamento dovrebbe essere organizzato in modo da stimare tutta la popolazione del calcestruzzo costituente il lotto.

Dal numero di carote estratte o di misure non distruttive effettuate dipende la significatività della stima della resistenza.

La tabella seguente riporta, in maniera sintetica e a scopo esemplificativo, i vantaggi e gli svantaggi dei metodi d'indagine più comuni.

Vantaggi e svantaggi dei metodi di indagine più comuni

| Metodo di prova                        | Costo       | Velocità di esecuzione | Danno apportato alla struttura | Rappresentatività dei dati ottenuti       | Qualità della correlazione fra la grandezza misurata e la resistenza |
|--|-------------|------------------------|--------------------------------|---|--|
| Carotaggio                             | Elevato     | Lenta                  | Moderato                       | Moderata                                  | Ottima   |
| Indice di rimbalzo                     | Molto basso | Veloce                 | Nessuno                        | Interessa solo la superficie <sup>1</sup> | Debole   |
| Velocità di propagazione di ultrasuoni | Basso       | Veloce                 | Nessuno                        | Buona (riguarda tutto lo spessore)        | Moderata <sup>2</sup>  |
| Estrazione di inserti                  | Moderato    | Veloce                 | Limitato                       | Interessa solo la superficie              | Buona  |

|  |          |        |          |                              |          |
|--|----------|--------|----------|------------------------------|----------|
| Resistenza alla penetrazione   | Moderato | Veloce | Limitato | Interessa solo la superficie | Moderata |
| <sup>1</sup> La singola determinazione è influenzata anche dallo stato della superficie dell'area di prova (umidità, carbonatazione, ecc.).<br><sup>2</sup> La misura si correla bene con il modulo elastico del materiale. La bontà della correlazione tra modulo elastico e resistenza meccanica può dipendere dalle caratteristiche del conglomerato. |          |        |          |                              |          |

I metodi più semplici e che arrecano il minor danno alle superfici delle strutture, quali l'indice di rimbalzo e la velocità di propagazione, richiedono, per la predizione della resistenza, calibrature complesse. L'indagine mediante carotaggio, invece, non richiede (quasi) correlazione per l'interpretazione dei dati ma, per contro, provoca un danno elevato e risulta lenta e costosa. Il carotaggio è, comunque, il metodo di riferimento per la calibratura (taratura) di tutti i metodi non distruttivi o parzialmente distruttivi. Nella scelta della metodologia si deve tener conto delle specifiche capacità e caratteristiche.

L'indice di rimbalzo permette di valutare le caratteristiche anche dopo breve periodo di maturazione, ma il risultato riguarda solo la superficie esterna.

La velocità di propagazione, generalmente, operando per trasparenza, richiede l'accessibilità di due superfici opposte e fornisce indicazioni sulla qualità del conglomerato all'interno della struttura.

La misura della resistenza alla penetrazione e della forza di estrazione caratterizzano la superficie esterna (più in profondità dell'indice di rimbalzo). La prima è più idonea a saggiare elementi di grosse dimensioni, la seconda è più adatta anche per elementi di ridotte dimensioni. La numerosità dei punti di prova è un compromesso tra accuratezza desiderata, tempo d'esecuzione, costo e danno apportato alla struttura.

A titolo esemplificativo, la tabella sottostante riporta alcune indicazioni circa i valori tipici di riferimento per la variabilità e i limiti di confidenza nella stima della resistenza ottenibili con diversi metodi di prova. La stessa tabella riporta un'indicazione di massima riguardante il numero minimo di prove da effettuare in una specifica area di prova.

Valori tipici di riferimento per la variabilità e i limiti di confidenza nella stima della resistenza ottenibili con diversi metodi di prova

| Metodo di prova              | Coefficiente di variazione dei valori ottenuti su un elemento strutturale di buona qualità (%) | Limiti di confidenza ( $\pm$ ) al 95% nella stima della resistenza | Numero di prove o di campioni relativo ad un'area di prova |
|------------------------------|--|--|--|
| Carotaggio                   | 10   | 10   | 3  |
| Indice di rimbalzo           | 4  | 25   | 12   |
| Velocità di propagazione     | 2,5  | 20   | 1  |
| Resistenza alla penetrazione | 4  | 20   | 3  |
| Forza d'estrazione           | 15   | 15   | 9  |

### Elaborazione dei risultati

Un'indagine mirata alla stima della resistenza in opera comporta genericamente l'esame di risultati provenienti da prove di resistenza meccanica su carote e/o di dati ottenuti da metodi

non distruttivi. Se la numerosità (complessiva) dei risultati relativi a un'area di prova è pari a tre, numero minimo accettabile, si può stimare solamente la resistenza media.

Si ribadisce che per stimare la resistenza caratteristica del calcestruzzo in opera bisogna fare riferimento al procedimento previsto dalla norma uni en 13791, paragrafi 7.3.2 e 7.3.3, nel caso di utilizzo di metodo diretto (carotaggio), o paragrafo 8.2.4, nel caso di utilizzo di metodo indiretto.

### **Carotaggio**

La valutazione della resistenza meccanica del calcestruzzo in situ può essere formulata sulla scorta dei risultati ottenuti in laboratorio da prove di compressione eseguite su campioni cilindrici (carote) prelevati dalle strutture in numero non inferiore a tre. L'ubicazione dei prelievi o carotaggi deve essere effettuata in maniera da non arrecare danno alla stabilità della struttura. I fori devono essere ripristinati con malte espansive e a ritiro compensato.

Il carotaggio può risultare improprio per verificare le caratteristiche di calcestruzzi di bassa resistenza ( $R_c \leq 20 \text{ N/mm}^2$ ) o alle brevi scadenze, poiché sia il carotaggio sia la lavorazione delle superfici possono sgretolare e compromettere l'integrità del conglomerato di resistenza ridotta.

Ai fini della determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo in situ è necessario applicare i necessari fattori di correzione poiché i risultati forniti dalla prova a compressione delle carote non corrispondono esattamente a quelli che si otterrebbero con le prove a compressione condotte su cubi confezionati durante il getto, a causa della diversità dell'ambiente di maturazione, della direzione del getto rispetto a quella di carotaggio, dei danni prodotti dall'estrazione, ecc. I fattori di influenza sono quelli descritti dall'allegato A alla norma uni en 13791.

### **Linee generali**

Si devono prendere in considerazione le seguenti avvertenze:

il diametro delle carote deve essere almeno superiore a tre volte il diametro massimo degli aggregati (i diametri consigliati sono compresi tra 75 e 150 mm);

le carote destinate alla valutazione della resistenza non dovrebbero contenere ferri d'armatura (si devono scartare i provini contenenti barre d'armatura inclinate o parallele all'asse);

per ottenere la stima attendibile della resistenza di un'area di prova devono essere prelevate e provate almeno tre carote;

il rapporto lunghezza/diametro delle carote deve essere uguale a 1 e diametro = 100 mm. Si deve evitare che i provini abbiano snellezza inferiore a uno o superiore a due;

i campioni estratti (e i provini) devono essere protetti nelle fasi di lavorazione e di deposito rispetto all'essiccazione all'aria. Salvo diversa prescrizione, le prove di compressione devono essere eseguite su provini umidi;

nel programmare l'estrazione dei campioni si deve tener conto che la resistenza del calcestruzzo dipende dalla posizione o giacitura del getto;

è necessario verificare accuratamente, prima di sottoporre i campioni alla prova di compressione, la planarità e l'ortogonalità delle superfici d'appoggio. La lavorazione o la preparazione inadeguata dei provini porta, infatti, a risultati erranei. Il semplice taglio e la molatura delle superfici di prova possono non soddisfare i requisiti di parallelismo e planarità richiesti dalle norme.

### **Area di prova o di prelievo**

Le carote devono essere prelevate nell'individuata regione di prova e in particolare in corrispondenza degli elementi strutturali nei quali è stato posto in opera il calcestruzzo non conforme ai controlli di accettazione o laddove il direttore dei lavori ritiene che ci sia un problema di scadente o inefficace compattazione e maturazione dei getti.

Nell'individuazione delle aree di carotaggio dovranno essere rispettati i seguenti accorgimenti e quelli indicati dalla uni en 12504-1:

devono essere lontane dagli spigoli e dai giunti in cui è presente poca o nessuna armatura;

devono riguardare zone a bassa densità d'armatura (prima di eseguire i carotaggi sarà opportuno stabilire l'esatta disposizione delle armature mediante apposite metodologie d'indagine non distruttive);

devono essere lontane dalle parti sommitali dei getti;

devono essere evitati i nodi strutturali.

L'estrazione dei provini di calcestruzzo indurito deve avvenire almeno dopo 28 giorni di stagionatura.

In occasione dell'estrazione dovranno essere scartati tutti quei provini danneggiati o che contengano corpi estranei e parti di armature che potrebbero pregiudicare il risultato finale.

### **Norme di riferimento**

Le procedure per l'estrazione, la lavorazione dei campioni estratti per ottenere i provini e le relative modalità di prova a compressione sono quelle descritte nelle norme:

uni en 12504-1 - Prelievo sul calcestruzzo nelle strutture. Carote. Prelievo, esame e prova di compressione;

uni en 12390-1 - Prova sul calcestruzzo indurito. Forma, dimensioni e altri requisiti per provini e per casseforme;

uni en 12390-2 - Prova sul calcestruzzo indurito. Confezionamento e stagionatura dei provini per prove di resistenza;

uni en 12390-3 - Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza alla compressione dei provini;

uni en 13791 - Valutazione della resistenza a compressione in sito nelle strutture e nei componenti prefabbricati di calcestruzzo.

### **Verbale di prelevamento dei campioni di calcestruzzo indurito**

Il verbale di prelievo dei campioni di calcestruzzo indurito, redatto secondo la uni en 12504-1, deve contenere almeno le seguenti indicazioni:

località e denominazione del cantiere;

posizione in opera del calcestruzzo da cui è stato fatto il prelievo;

forma e dimensione dei provini;

numero e sigla di ciascun campione;

data del getto;

data del prelievo delle carote;

modalità di estrazione e utensile impiegato.

### **Metodi indiretti per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera**

Come metodi indiretti devono essere presi in considerazione i metodi più consolidati nella pratica dei controlli non distruttivi: indice di rimbalzo, pull-out e misura della velocità di propagazione.

I metodi indiretti (indice di rimbalzo, velocità di propagazione degli impulsi e forza di estrazione) dovranno rispettare le linee guida della stessa uni en 13791 mediante la correlazione tra i risultati dei metodi di prova indiretti e la resistenza a compressione su carote prelevate dalla struttura in esame. Il carotaggio è il metodo di riferimento per la calibrazione (taratura) di tutti i metodi non distruttivi o parzialmente distruttivi.

La legge di correlazione deve essere determinata utilizzando un adeguato numero di campioni, ottenuti mediante carotaggio dalla struttura in esame e sottoposti a indagine non distruttiva prima della loro rottura.

Il direttore dei lavori deve condurre una preliminare campagna di analisi con metodi indiretti al fine di programmare le posizioni di prelievo delle carote, anche sulla base del grado di omogeneità del volume di calcestruzzo in esame ed eventualmente di suddividere l'area in esame in lotti entro i quali sia possibile definire statisticamente l'omogeneità del calcestruzzo.

I fattori di influenza dei risultati dei metodi indiretti sono quelli descritti dall'allegato B alla norma uni en 13791.

Calibratura delle curve di correlazione tra risultati di prove non distruttive e la resistenza a compressione del calcestruzzo in opera

La stima della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera, mediante metodi non distruttivi, si deve basare sull'impiego di correlazioni tra il parametro non distruttivo proprio del metodo impiegato e la resistenza a compressione del calcestruzzo in esame mediante prove su carote come prescritto dalla norma uni en 13791. I metodi indiretti, dopo la calibrazione mediante prove su carote, possono essere impiegati:

singolarmente;

in combinazione con altri metodi indiretti;

in combinazione con altri metodi indiretti e diretti (carote).

Le curve di correlazione fornite a corredo delle apparecchiature di prova non risultano, nella generalità dei casi, del tutto adeguate, poiché il loro sviluppo è basato sull'uso di determinati tipi di calcestruzzo e su prefissate condizioni di prova. L'andamento della legge di correlazione può essere assunto predefinito per ciascun metodo di indagine, a meno di costanti che possono essere determinate utilizzando un campione di carote di adeguata numerosità, sottoposte a indagine non distruttiva prima della loro rottura. È, perciò, essenziale predisporre tavole di calibrazione per il tipo specifico di calcestruzzo da sottoporre a prova, utilizzando i risultati delle prove su carote portate a rottura dopo l'esecuzione sulle stesse di prove indirette oltre a quelle eseguite in opera nello stesso punto di estrazione della carota stessa.

È opportuno che le carote utilizzate per la calibrazione siano non meno di tre. I valori numerici delle costanti che precisano l'andamento delle leggi di correlazione possono essere ottenuti applicando tecniche di minimizzazione degli errori.

#### **Determinazione di altre proprietà del calcestruzzo in opera: dimensioni e posizione delle armature e stima dello spessore del copriferro**

La misurazione dello spessore del copriferro delle armature e l'individuazione delle barre di armatura può essere effettuata utilizzando dispositivi denominati misuratori di ricoprimento o pacometri.

#### **Stima della resistenza del calcestruzzo in opera**

La resistenza dei provini estratti per carotaggio generalmente è inferiore a quella dei provini prelevati e preparati nel corso della messa in opera del calcestruzzo e stagionati in condizioni standard.

Le Nuove norme tecniche per le costruzioni hanno quantificato l'entità di tale differenza, riconducibile alle caratteristiche del materiale, alle modalità di posa in opera, di stagionatura e di esposizione, ritenendo accettabile un calcestruzzo il cui valore medio di resistenza a

compressione ( $R_{opera,m}$ ), determinato con tecniche opportune (carotaggi e/o controlli non distruttivi), sia almeno superiore all'85% del valore medio della resistenza di progetto  $R_{progetto,cm}$ :

$$R_{opera, m} \geq 0,85 R_{progetto,cm} \quad \text{N/mm}^2$$

Alla necessità di effettuare correttamente la stima delle condizioni al contorno, caratteristiche di ciascuna opera, e di garantire adeguatamente la normalizzazione delle procedure di prova, indispensabili per la riproducibilità e la ripetibilità dei risultati sperimentali, si aggiunge l'esigenza di definire correttamente il valore, indicato dalle Norme tecniche, da assumere per la resistenza media di progetto  $R_{progetto,cm}$ .

Il controllo della resistenza del calcestruzzo in opera deve essere eseguito in conformità alla norma uni en 13791, che stabilisce il passaggio dalla resistenza caratteristica cubica di progetto  $R_{ck}$  alla resistenza caratteristica cilindrica di progetto  $f_{ck}$ , con la seguente relazione:

$$f_{ck} = 0,85 R_{ck} \quad \text{N/mm}^2$$

Al punto 6, tabella 1, della stessa norma, sono riportati per ciascuna classe di resistenza i valori caratteristici minimi accettabili. La  $R_{opera,ck}$  deve essere determinata secondo il punto 7 della stessa norma uni en 13791 che prevede un controllo di tipo statistico nel caso che la numerosità dei prelievi sia maggiore di 15 (Approccio A, p. 7.3.2) e un controllo alternativo nel caso di una minore numerosità dei prelievi (Approccio B, p. 7.3.3.); in sintesi si dovrà confrontare:

$$R_{opera,ck} \geq 0,85 R_{progetto,ck} \quad \text{N/mm}^2$$

Il rapporto di valutazione della resistenza calcestruzzo in opera deve essere conforme al punto 10 della norma uni en 13791.

La non conformità dei controlli d'accettazione

Le indagini per la valutazione del calcestruzzo in opera, in caso di non conformità dei controlli d'accettazione dovranno rispettare i criteri previsti dal paragrafo 9 della norma uni en 13791:

1) In una regione di prova comprendente diversi lotti di calcestruzzo con 15 o più risultati di prove su carote, se:

$$f_{opera,m} \geq 0,85 (f_{progetto,ck} + 1,48 s)$$

e

$$f_{opera, min} \geq 0,85 (f_{progetto,ck} - 4)$$

dove

$f_{progetto,ck}$  = resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo prevista in progetto

$f_{opera,m}$  = valore medio delle resistenza a compressione delle carote

$f_{opera,min}$  = valore minimo di resistenza a compressione delle carote

$s$  = scarto quadratico medio dei risultati sperimentali. Se il valore di  $s$  è minore di 2,00 N/mm<sup>2</sup> si assume pari a 2,00 N/mm<sup>2</sup>.

Il calcestruzzo della regione di prova può essere considerato di resistenza sufficiente e conforme alla EN 206-1.

2) In alternativa, previo accordo tra le parti, qualora fossero disponibili 15 o più risultati di prove indirette e i risultati di almeno 2 carote prelevate da elementi strutturali, per i quali i risultati sui campioni convenzionali avevano fornito valori di resistenza più bassi, se:

$$f_{opera,min} \geq 0,85 (f_{progetto,ck} - 4)$$

il calcestruzzo della regione di prova può essere considerato di adeguata resistenza.

3) In una piccola regione di prova contenente pochi lotti di calcestruzzo, al limite uno, il direttore dei lavori deve ricorrere all'esperienza per selezionare l'ubicazione dei 2 punti di prelievo delle carote e se:

$$f_{opera,min} \geq 0,85 (f_{progetto,ck} - 4)$$

il calcestruzzo della regione di prova può essere considerato di adeguata resistenza.

Se la regione di prova è ritenuta contenente calcestruzzo di resistenza adeguata, è conforme anche la popolazione calcestruzzo al quale è riferito il controllo.

### **Opere in carpenteria metallica - PREMessa**

Le opere in carpenteria metallica riguardano la realizzazione di tre passerelle di collegamento tra le rampe in c.a. e l'interno dell'edificio. Come precedentemente descritto per le opere in conglomerato sugli elaborati grafici è indicato un dimensionamento di massima delle strutture, e sarà cura della Direzione Lavori fornire in corso d'opera, con apposito Ordine di Servizio, gli elaborati grafici esecutivi corredati dalla relazione di calcolo.

Si riporta di seguito il calcolo effettuato per il dimensionamento delle travi principali della passerella pedonale

### **Opere in carpenteria metallica**

L'Appaltatore fornirà tutte le prestazioni elencate nelle condizioni generali di appalto per dare le opere compiute come di seguito specificato:

il progetto strutturale esecutivo-costruttivo di officina completo di ogni dettaglio, redatto sotto la direzione di un tecnico abilitato e firmato dallo stesso; prima dell'inizio della produzione gli elaborati dovranno essere approvati dalla D.L.;

il piano di montaggio indicante le metodologie di montaggio e verifica delle strutture in relazione alle diverse situazioni di carico e di vincolo durante le differenti fasi di montaggio; il

progetto dovrà essere redatto sotto la direzione di un tecnico abilitato e firmato dallo stesso;  
prima dell'inizio delle operazioni di montaggio dovrà essere sottoposto alla approvazione da parte della D.L.;

il controllo delle opere esistenti già realizzate sulle quali dovranno essere inserite le strutture oggetto della presente specifica tecnica;

le operazioni di tracciamento partendo dai capisaldi che verranno indicati dalla D.L.;

la fornitura delle strutture in acciaio prefabbricate in officina;

le piastre di base complete di tirafondi o altro sistema di connessione alle strutture in cemento armato, sia di nuova esecuzione, sia esistenti;

tutto il materiale di consumo necessario per il montaggio e l'assemblaggio delle strutture;

i mezzi d'opera necessari al montaggio ed al fissaggio dei nuovi manufatti metallici alle strutture esistenti;

in generale tutto quanto occorre per dare l'opera completa e funzionante;

la relazione finale del Direttore dei montaggi;

l'esecuzione delle prove di carico richieste.

E' infine obbligo dell'Appaltatore indicare alla D.L., prima dell'inizio delle lavorazioni, il nome del Direttore dei lavori in officina. Sarà cura dell'Appaltatore sottoporre alla Direzione dei Lavori i disegni ed i calcoli eseguiti nell'ambito delle prestazioni oggetto dell'appalto per l'ottenimento dell'approvazione.

### **Certificazioni**

Gli elementi della struttura forniti dall'Appaltatore devono presentare una marchiatura, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento di produzione, al tipo di acciaio ed al suo grado qualitativo. Il marchio dovrà risultare depositato presso il ministero dei LL.PP. Servizio Tecnico Centrale. La mancata marchiatura o la sua illeggibilità anche parziale, comporterà il rifiuto della fornitura.

L'Appaltatore dovrà fornire alla Direzione dei Lavori i certificati relativi alle prove di qualificazione ed alle prove periodiche di verifica della qualità. Da tali certificati dovrà risultare chiaramente:

l'identificazione dell'azienda produttrice e dello stabilimento di produzione;

l'identificazione di tipo di prodotto e della eventuale dichiarata saldabilità;

il marchio di identificazione del prodotto depositato presso il Servizio Tecnico Centrale;

gli estremi dell'ultimo attestato di qualificazione nonché l'ultimo attestato di conferma della qualificazione (per le sole verifiche periodiche della qualità);

la data del prelievo, il luogo di effettuazione delle prove e la data di emissione del certificato (non anteriore a tre mesi dalla data di spedizione in cantiere);

le dimensioni nominale ed effettive del prodotto ed i risultati delle prove eseguite;

l'analisi chimica per prodotti dichiarati saldabili;

le elaborazioni statistiche previste dalla norma.

### **Campioni e prove**

La Direzione dei Lavori, come indicato nell'apposito capitolo, chiederà, in corso d'opera, di eseguire dei prelievi di campioni di materiali da sottoporre a prove secondo le prescrizioni previste dalla normativa vigente per ciascun tipo di materiale.

I materiali utilizzati dovranno essere nuovi ed esenti da difetti palesi od occulti.

### **Esecuzione delle opere**

Le caratteristiche principali delle strutture metalliche risultano definite dai disegni di progetto.

Vengono, qui di seguito, riportate le informazioni base sulle lavorazioni e sulle caratteristiche delle giunzioni atte ad una corretta esecuzione dei lavori di carpenteria:

tutte le lavorazioni dovranno essere eseguite in conformità con quanto disposto dal D.M. 14 gennaio 2008;

non saranno ammessi fori e tagli con mezzi termici;

le sbavature e gli spigoli taglienti dovranno essere asportati mediante molatura;

si dovranno effettuare montaggi provvisori in officina per quanto necessario ad assicurare un corretto ed agevole montaggio in opera.

Particolare attenzione dovrà essere posta alla posizione ed esecuzione degli eventuali giunti saldati in cantiere delle strutture principali che dovranno essere controllati secondo le indicazioni dell'Istituto Italiano della Saldatura.

Tutte le unioni (chiodate, bullonate, ad attrito, saldate, per contatto) dovranno essere eseguite secondo la norma vigente.

### **Montaggio in cantiere**

La ditta esecutrice delle opere dovrà predisporre tutte le opere provvisoriale e i mezzi atti a garantire il corretto posizionamento dei manufatti.

Nel montaggio in cantiere delle strutture metalliche dovranno essere rispettate le prescrizioni di seguito elencate:

prima di iniziare i montaggi ispezionare gli appoggi per controllare allineamenti e livelli;

non distorcere la struttura in acciaio e non creare situazioni di carico particolari durante il montaggio tali da superare i limiti di sollecitazione stabiliti dalle norme in vigore;

fornire tutte le controventature di montaggio necessarie a garantire una completa stabilità dell'opera durante la costruzione;

fornire tutte le dime di montaggio necessarie a garantire una completa stabilità dell'opera come da richiesta sul progetto;

riempire tutte le tasche necessarie per l'ancoraggio delle piastre di fondazione con malte e betoncini anti-ritiro di tipo approvato;

eseguire i montaggi nel rispetto delle tolleranze adeguate per il funzionamento futuro.

La corretta esecuzione dei cordoni di saldatura delle unioni dovrà essere comprovata da idonea documentazione certificativa di supporto da consegnare alla direzione dei lavori.

Tutti gli elementi metallici da posare in opera dovranno essere trattati con due mani di fondo specifico per consentire una perfetta aderenza delle successive mani di finitura.

### ***Analisi delle deformazioni della trave HEA300***

Tipologia dell'opera:

La struttura è composta di 2 travi principali in semplice appoggio di luce 9.10 m con travi secondarie IPE160 e tavolato in appoggio alle 2 travi principali di spessore 6 cm.

Completa la passerella un parapetto per ogni lato composto di piatti 30x4 e 10x4 e mancorrente in tubolare Ø 50 mm come da disegni di progetto.

### **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

L'analisi della struttura in oggetto e' stata fatta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformita' alle normative e leggi vigenti:

- Legge 5/11/1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. 14/1/2008: Norme tecniche per le costruzioni e relativa Circolare esplicativa

### **CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA**

Con riferimento alle normative precedentemente citate, la struttura, in questa fase di progettazione è calcolata per le sole travi principali in ordine alla deformazione.

La verifica di confronto ed ai vari stati limite sarà oggetto di successivo affinamento, in quanto la verifica a deformabilità garantisce ogni altro grado a di sicurezza seguire.

Analisi carichi

|                     |     |                   |
|---------------------|-----|-------------------|
| - Peso proprio      | 70  | Kg/m <sup>2</sup> |
| - Tavole in legno   | 60  | Kg/m <sup>2</sup> |
| - Variabili persone | 400 | Kg/m <sup>2</sup> |

530 Kg/m<sup>2</sup>

- Peso parapetto:

50 Kg/m

Il carico totale di competenza della trave HEA300 è di 480 kg m<sup>2</sup> mentre l'interasse è:

$$i = 2.42/2 = 1.21 \text{ m.}$$

Ne risulta un carico uniformemente distribuito di:

$$q = 530 \times 1.21 + 50 = 691.3 \text{ kg/m ossia } 6.91 \text{ kg/cm}$$

La verifica degli elementi è stata condotta alle TA per speditezza di calcolo.

Le caratteristiche delle travi HEA300 sono:

$$E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$J_{HEA300} = 18.263 \text{ cm}^4$$

Limite di deformabilità sotto carichi massimi si impone:  $f = 1/500 \cdot l$

$$\text{luce trave} = 910 \text{ cm}$$

Si

ha:

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E J}$$

Sostituendo:

$$f = \frac{5 \cdot 6,91 \cdot 910^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^4 \cdot 18.263} = 1,6 \text{ cm}$$

pari a 1/565 della luce < 1/500.

### ***Controlli non distruttivi sulle strutture in acciaio***

#### **Generalità**

Il direttore dei lavori per le strutture in acciaio dovrà eseguire i seguenti controlli:

esame visivo;

controllo chimico che accerti la composizione dei materiali;

controllo con chiave dinamometrica che accerti che i bulloni di ogni classe siano serrati

secondo quanto previsto dalla norma cnr uni 10011 (ritirata senza sostituzione);

controllo della corretta esecuzione delle saldature.

Tali controlli devono essere eseguiti da laboratori ufficiali per evitare contestazioni da parte dell'appaltatore.

#### **Qualificazioni del personale e dei procedimenti di saldatura**

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma uni en 287-1 da parte di un ente terzo. A deroga di quanto richiesto, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo non potranno essere qualificati mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.

Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma uni en 1418. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo la norma uni en 15614-1.

### **Norme di riferimento**

uni en 287-1 - Prove di qualificazione dei saldatori. Saldatura per fusione. Parte 1: Acciai;

uni en 1418 - Personale di saldatura. Prove di qualificazione degli operatori di saldatura per la saldatura a fusione e dei preparatori di saldatura a resistenza, per la saldatura completamente meccanizzata e automatica di materiali metallici;

uni en iso 15614-1 - Specificazione e qualificazione delle procedure di saldatura per materiali metallici. Prove di qualificazione della procedura di saldatura. Parte 1: Saldatura ad arco e a gas degli acciai e saldatura ad arco del nichel e leghe di nichel.

### **Controllo di qualità delle strutture saldate**

Il controllo delle saldature e il controllo di qualità deve accertare che le giunzioni saldate corrispondano alla qualità richiesta dalle condizioni di esercizio e quindi progettuali. Il direttore dei lavori potrà fare riferimento alla norma uni en 12062.

Il controllo delle saldature deve avvenire nelle seguenti fasi:

verifiche e prove preliminari;

ispezione durante la preparazione e l'esecuzione delle saldature;

controllo diretto dei giunti saldati.

La prima fase è quella che viene tradizionalmente chiamata controllo indiretto delle saldature. Con il controllo diretto, invece, si procede alla verifica o al collaudo vero e proprio del giunto realizzato.

### **Controlli non distruttivi**

Le saldature devono essere sottoposte a controlli non distruttivi finali, per accertarne la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista e dalle Norme tecniche per le costruzioni.

L'entità e il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, devono essere eseguiti sotto la responsabilità del direttore dei lavori.

Ai fini dei controlli non distruttivi si possono usare metodi di superficie (per esempio, liquidi penetranti o polveri magnetiche) ovvero metodi volumetrici (per esempio, raggi x o gamma o ultrasuoni).

Per le modalità di esecuzione dei controlli e i livelli di accettabilità, si potrà fare riferimento alle prescrizioni della norma uni en 12062.

I controlli devono essere certificati da un laboratorio ufficiale ed eseguiti da operatori qualificati secondo la norma uni en 473.

### **Norme di riferimento**

uni en 12062 - Controllo non distruttivo delle saldature. Regole generali per i materiali metallici;

uni en 473 - Prove non distruttive. Qualificazione e certificazione del personale addetto alle prove non distruttive. Principi generali;

uni en 1713 - Controllo non distruttivo delle saldature. Controllo mediante ultrasuoni. Caratterizzazione delle indicazioni nelle saldature;

uni en 1714 - Controllo non distruttivo delle saldature. Controllo mediante ultrasuoni dei giunti saldati;

uni en 1289 - Controllo non distruttivo delle saldature mediante liquidi penetranti. Livelli di accettabilità;

uni en 1290 - Controllo non distruttivo delle saldature. Controllo magnetoscopico con particelle magnetiche delle saldature;

uni en 12062 - Controllo non distruttivo delle saldature. Regole generali per i materiali metallici;

uni en 473 - Prove non distruttive. Qualificazione e certificazione del personale addetto alle prove non distruttive. Principi generali.

### **Metodo ultrasonico**

Il metodo ultrasonico consente di rilevare i difetti anche a considerevoli profondità e in parti interne dell'elemento a condizione che esso sia un conduttore di onde sonore.

Il paragrafo 11.3.4.5 delle Nuove norme tecniche stabilisce che, per giunti a piena penetrazione, si possono impiegare anche gli ultrasuoni. Per i giunti a T a piena penetrazione, invece, si può impiegare solo il controllo con gli ultrasuoni.

Per evitare contestazioni con l'appaltatore, il personale che esegue i controlli deve essere qualificato in conformità alla norma uni en 473 e avere conoscenza dei problemi di controllo relativi ai giunti saldati da esaminare.

Il volume del giunto da esaminare. La preparazione delle superfici

Si premette che, con riferimento alla norma uni en 1714, il volume da esaminare deve comprendere, oltre alla saldatura, anche il materiale base, per una larghezza di almeno 10 mm

da ciascun lato della stessa saldatura, oppure il controllo delle zone laterali termicamente alterate.

In generale, la scansione del fascio di onde ultrasoniche deve interessare tutto il volume in esame.

Le superfici oggetto di controllo e in particolare quelle di applicazione delle sonde, devono essere prive di sostanze che possono interferire con l'accoppiamento (tracce di ruggine, scaglie staccate, spruzzi di saldature, ecc.).

### **Norme di riferimento**

uni en 1712 - Controllo non distruttivo delle saldature. Controllo mediante ultrasuoni dei giunti saldati. Livelli di accettabilità;

uni en 1713 - Controllo non distruttivo delle saldature. Controllo mediante ultrasuoni. Caratterizzazione delle indicazioni nelle saldature;

uni en 1714 - Controllo non distruttivo delle saldature. Controllo mediante ultrasuoni dei giunti saldati;

uni en 583-1 - Prove non distruttive. Esame ad ultrasuoni. Parte 1: Principi generali;

uni en 583-2 - Prove non distruttive. Esami ad ultrasuoni. Parte 2: Regolazione della sensibilità e dell'intervallo di misurazione della base dei tempi;

uni en 583-3 - Prove non distruttive. Esame ad ultrasuoni. Tecnica per trasmissione;

uni en 583-4 - Prove non distruttive. Esame ad ultrasuoni. Parte 4: Esame delle discontinuità perpendicolari alla superficie;

uni en 583-5 - Prove non distruttive. Esame ad ultrasuoni. Parte 5: Caratterizzazione e dimensionamento delle discontinuità;

uni en 12223 - Prove non distruttive. Esame ad ultrasuoni. Specifica per blocco di taratura n. 1;

uni en 27963 - Saldature in acciaio. Blocco di riferimento n. 2 per il controllo mediante ultrasuoni delle saldature;

uni en 473 - Prove non distruttive. Qualificazione e certificazione del personale addetto alle prove non distruttive. Principi generali.

#### **Metodo radiografico**

Il controllo radiografico dei giunti saldati per fusione di lamiere e tubi di materiali metallici deve essere eseguito in conformità alla norma uni en 435.

Il metodo radiografico deve essere usato per il controllo dei giunti saldati a piena penetrazione (paragrafo 11.3.4.5 delle Nuove norme tecniche).

#### **Norme di riferimento**

uni en 1435 - Controllo non distruttivo delle saldature. Controllo radiografico dei giunti saldati;  
 uni en 10246-10 - Prove non distruttive dei tubi di acciaio. Controllo radiografico della saldatura dei tubi di acciaio saldati in automatico ad arco sommerso per la rilevazione dei difetti;  
 uni en 12517-1 - Controllo non distruttivo delle saldature. Parte 1: Valutazione mediante radiografia dei giunti saldati di acciaio, nichel, titanio e loro leghe. Livelli di accettazione.

### Esecuzione e controllo delle unioni bullonate

Le superfici di contatto al montaggio si devono presentare pulite, prive di olio, vernice, scaglie di laminazione e macchie di grasso.

La pulitura deve, di norma, essere eseguita con sabbatura al metallo bianco. È ammessa la semplice pulizia meccanica delle superfici a contatto per giunzioni montate in opera, purché vengano completamente eliminati tutti i prodotti della corrosione e tutte le impurità della superficie metallica.

Il serraggio dei bulloni può essere effettuato mediante chiave dinamometrica a mano, con o senza meccanismo limitatore della coppia applicata o mediante chiavi pneumatiche con limitatore della coppia applicata, tutte tali da garantire una precisione non minore di  $\pm 5\%$ . Le chiavi impiegate per il serraggio e nelle verifiche dovranno essere munite di un certificato di taratura emesso in data non superiore all'anno. Il valore della coppia di serraggio  $T_s$ , da applicare sul dado o sulla testa del bullone, in funzione dello sforzo normale  $N_s$  presente nel gambo del bullone è dato dalla seguente relazione:

$$T_s = 0,20 \cdot N_s \cdot d$$

dove

$d$  è il diametro nominale di filettatura del bullone

$N_s = 0,80 \cdot f_{k,N} \cdot A_{res}$ , essendo  $A_{res}$  l'area della sezione resistente della vite e  $f_{k,N}$  la tensione di snervamento.

La norma cnr uni 10011 (ritirata senza sostituzione) detta precise regole riguardo le dimensioni che devono avere i bulloni normali e quelli ad alta resistenza, riguardo i materiali impiegati per le rosette e le piastrine, nonché il modo di accoppiare viti e dadi e il modo in cui devono essere montate le rosette.

Valori dell'area resistente, della forza normale e della coppia di serraggio per vari tipi di bulloni (fonte: cnr 10011)

| Diametro D (m) | Area resistente $A_{res}$ (mm <sup>2</sup> ) | Coppia di serraggio $T_s$ (N · m) |             |         |         |             |             |             |             |          |             | Forza normale $T_s$ (kN) |  |     |  |     |  |     |  |      |  |
|----------------|--|-----------------------------------|-------------|---------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------|-------------|--------------------------|--|-----|--|-----|--|-----|--|------|--|
|                |  | 4,6                               |             | 5,6     |         | 6,6         |             | 8,8         |             | 10,9     |             | 4,6                      |  | 5,6 |  | 6,6 |  | 8,8 |  | 10,9 |  |
| 12 14 16 18 20 | 84 115 157                                   | 39 62 96                          | 48 77 58 93 | 90 144  | 113 180 | 16 22 30 37 | 20 28 38 46 | 24 33 45 55 | 38 52 70 86 | 47 64 88 |             |                          |  |     |  |     |  |     |  |      |  |
| 22 24 27 30    | 192 245                                      | 133 188                           | 121 166     | 145 199 | 225 309 | 281 387     | 47 58 68 88 | 59 73 85    | 71 87 102   | 110 136  | 108 137 170 |                          |  |     |  |     |  |     |  |      |  |

|  |     |     |     |     |     |     |     |     |      |      |      |      |     |  |     |     |     |     |     |     |     |     |     |
|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|-----|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
|  | 303 | 353 | 256 | 325 | 235 | 320 | 282 | 384 | 439  | 597  | 549  | 747  | 108 |  | 110 | 135 | 132 | 161 | 158 | 206 | 198 | 257 | 314 |
|  | 459 | 561 | 476 | 646 | 407 | 595 | 488 | 714 | 759  | 1110 | 949  | 1388 |     |  |     |     |     |     | 251 |     |     |     |     |
|  |     |     |     |     | 808 |     | 969 |     | 1508 |      | 1885 |      |     |  |     |     |     |     |     |     |     |     |     |

Il serraggio dei bulloni può, inoltre, essere effettuato anche mediante serraggio a mano o con chiave a percussione, fino a porre a contatto le lamiera fra testa e dado. Si dà, infine, una rotazione al dado compresa fra 90° e 120°, con tolleranze di 60° in più.

Durante il serraggio, la norma cnr uni 10011 (ritirata senza sostituzione) consiglia di procedere nel seguente modo:

serrare i bulloni, con una coppia pari a circa il 60% della coppia prescritta, iniziando dai bulloni più interni del giunto e procedendo verso quelli più esterni;

ripetere l'operazione, come sopra detto, serrando completamente i bulloni.

Per verificare l'efficienza dei giunti serrati, il controllo della coppia torcente applicata può essere effettuato in uno dei seguenti modi:

si misura con chiave dinamometrica la coppia richiesta per fare ruotare ulteriormente di 10° il dado;

dopo avere marcato dado e bullone per identificare la loro posizione relativa, si allenta il dado con una rotazione pari a 60° e poi si riserra, controllando se l'applicazione della coppia prescritta riporta il dado nella posizione originale.

Se in un giunto anche un solo bullone non risponde alle prescrizioni circa il serraggio, tutti i bulloni del giunto devono essere controllati.

Il controllo in situ deve essere eseguito verniciando in verde i bulloni che risultano conformi e in rosso quelli non conformi. Le indagini devono essere condotte redigendo delle tabelle, una per ogni collegamento, nelle quali devono essere riportate le seguenti caratteristiche:

valore della coppia di serraggio;

mancanza del bullone;

non coincidenza tra gli assi del foro e del bullone, ecc.