

تحلیل غیرخطی قاب‌های بتن مسلح سه بعدی با تاثیر اندرکنش بتن و میلگرد

عباسعلی تسنیمی^{1*}، سید شاکر هاشمی² و مسعود سلطانی محمدی³

¹استاد بخش گروه مهندسی سازه دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

²استادیار گروه مهندسی عمران - دانشکده مهندسی - دانشگاه خلیج فارس

³دانشیار گروه مهندسی زلزله - دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

(تاریخ دریافت 87/8/20، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده 89/6/6، تاریخ تصویب 89/8/25)

چکیده

در این تحقیق روشی برای تحلیل غیرخطی قاب‌های بتن مسلح سه بعدی تحت اثر بارگذاری تناوبی و بار افزون ارائه شده است. هر قاب بتن مسلح به المان‌های تیر - ستونی و اتصال تقسیم بندی شده و در المان تیر-ستون اثر پیوستگی - لغزش مدل‌سازی شده است. اثر خمش دو محوره در مقطع به همراه نیروی محوری به صورت غیرخطی ولی رفتار پیچشی المان تیر-ستون به صورت الاستیک فرض شده است. در مدل‌سازی المان اتصال اثر بیرون کشیدگی میلگرد لحاظ شده است. معادلات و روابط حاکم بر مبنای تغییر مکان استخراج شده و به کمک آن برنامه کامپیوتری تهیه شده است. نتایج تحلیلی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفته و دقت بسیار خوبی حاصل شده است. همچنین به کمک تحلیل های متنوع میزان تاثیر عوامل پیوستگی - لغزش و بیرون کشیدگی میلگرد از درون اتصال در پاسخ تحلیلی قاب‌های بتن مسلح مورد بررسی قرار گرفته است.

واژه‌های کلیدی: تحلیل غیرخطی، قاب بتن مسلح سه بعدی، اندرکنش بتن و میلگرد، اثر پیوستگی - لغزش

مقدمه

غیرخطی مصالح بتن و میلگرد قابل مدل‌سازی است. اما اثر پیوستگی - لغزش و بیرون کشیده شدن میلگرد از درون اتصالات، به عنوان عوامل مهم اندرکنشی بین بتن و میلگرد تلقی شده و لازم است اثرشان در مدل‌سازی رفتار غیرخطی به روش مناسبی لحاظ گردد [4]. تحقیقاتی که در چهار دهه اخیر در زمینه قاب‌های بتن مسلح صورت گرفته است را می‌توان در سه دسته کلی تقسیم بندی کرد: خواص رفتاری مصالح بتن مسلح (بتن و میلگرد)، نحوه مدل‌سازی رفتار غیرخطی قاب بتن مسلح تحت بارهای وارده، و اندرکنش بتن و میلگرد. در زمینه رفتار مصالح، مدل‌های متعددی تاکنون توسط محققین ارائه شده است و برخی از آنها توسعه یافته مدل‌های اولیه مربوط به محققین دیگر می‌باشند. مدل ارائه شده توسط Park و همکاران (1971) [5] برای رفتار تنش - کرنش تک محوری بتن به دلیل در نظر گرفتن اثرات محصور شدگی و تنوع پارامترهای لحاظ شده در آن، یکی از مدل‌های پرکاربرد می‌باشد. این مدل در ادامه توسط دیگر محققین از جمله Scott و Priestley (1982) [5] توسعه یافته و اصلاحاتی روی آن صورت گرفته است. همچنین مدل

در بتن مسلح، بتن و میلگرد رفتار یکدیگر را تحت الشعاع قرار می‌دهند و از جمع اثر رفتار آنها ظرفیت عضو بتن مسلح شکل می‌گیرد. تاکنون روش‌های مختلفی برای تحلیل غیرخطی قاب‌های بتن مسلح ارائه شده است؛ از جمله این روش‌ها می‌توان به روش‌های مدل‌سازی اجزای محدود و میکروسکوپی بتن مسلح، مدل‌سازی یک یا دو مؤلفه ای [1]، مدل‌سازی توسط زیر المان [2] و روش مدل رشته ای [3] اشاره کرد. این روش‌ها شامل دامنه‌ای وسیع از روش‌های پیچیده تا روش‌های ساده‌تر می‌باشند. روش‌های پیچیده بیشتر برای بررسی پاسخ سازه های کوچک و یا پاسخ در اجزای سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. روش‌های ساده تر بیشتر برای بررسی پاسخ سازه‌های بزرگ و یا به بیان دیگر پاسخ‌های کلی سازه کاربرد دارند. در مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌های قاب بتن مسلح عوامل مختلفی از جمله ظرفیت مقاومتی، نحوه تغییرات سختی و مقاومت در خلال بارگذاری، پیوستگی بتن و میلگرد، جابجایی میلگرد در بتن و اثرات نیروی برشی مؤثر بوده و لازم است به درستی مدل‌سازی گردند. غالب عوامل اشاره شده به کمک مدل‌سازی رفتار

روش دیگر، مدل‌سازی بتن و میلگرد به صورت مجزا و تعریف یک مدل تحلیلی برای اثر آنها روی یکدیگر می‌باشد. طبیعتاً این روش دقیقتر بوده ولی در صورتی که در محیط اجزای محدود و به کمک المان‌های تماسی انجام پذیرد، زمان و هزینه تحلیل خیلی زیاد می‌شود. بدین ترتیب الگوی مناسب، ارائه روشی می‌باشد که بتواند بدون نیاز به مدل‌سازی میکروسکوپی ضمن در نظر گرفتن اثر پیوستگی-لغزش و بهره‌گیری از المان‌های مرسوم قابی شکل، دقت پاسخ‌های کلی و جزئی در سازه را افزایش داده و زمان مدل‌سازی و تحلیل را تا حد ممکن کاهش دهد.

Limkatany و همکاران (2002) [12] به مدل‌سازی المان تیر بتن مسلح دو بعدی با چنین نگرشی پرداختند و دقت خوبی را نتیجه گرفتند. در ادامه ضمن تعمیم این روش تحلیل غیرخطی در محیط سه بعدی و به کارگیری المان‌های اتصال در کنار المان‌های قابی شکل، روشی برای تحلیل عددی قاب‌های بتن مسلح ارائه شده است.

المان سه بعدی تیر - ستون بتن مسلح

المان تیر- ستون سه بعدی تحت تاثیر خمش دو محوره روی مقطع، نیروی محوری و پیچش می‌باشد. در این بین و در الگوریتم تحلیل، رفتار پیچشی ارتجاعی فرض شده و مورد بررسی قرار نگرفته است. برای یک جزء المان تیر- ستون بتن مسلح سه بعدی مانند شکل (1)، دیاگرام آزاد یک جزء با طول dx به همراه نیروهای داخلی و خارجی وارده در شکل (2) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که علاوه بر $P_y(x)$ و $P_z(x)$ به عنوان نیروهای یکنواخت روی المان در جهت محورهای y و z ، $T_B(x)$ به عنوان پیچش یکنواخت حول محور x روی المان وجود دارد که در شکل نشان داده نشده است. در ضمن توزیع نیروهای $P_y(x)$ و $P_z(x)$ به صورت متقارن فرض می‌شود تا اثرات پیچشی اضافه در المان ایجاد ننمایند. با توجه به تشکیل شدن المان مذکور از دو جزء بتن و میلگرد، ضمن گسسته سازی آنها، روابط تعادل نیروهای داخلی نوشته شده است. در این محاسبات اثر نیروی پیوستگی بتن و هر یک از میلگردهای طولی در نظر گرفته شده است.

G-M-P یکی از مدل‌های مناسب است که تاکنون برای مدل‌سازی رفتار تنش- کرنش میلگرد ارائه شده است. این مدل در ابتدا توسط Giuffre و Pinto (1970) [7] ارائه شد و سپس توسط Menegoto و Pinto (1973) توسعه یافت [8]. در زمینه تحلیل عددی رفتار قاب‌های بتن مسلح، یکی از ابتدایی‌ترین مدل‌ها در سال 1966 توسط Clough و همکاران [9] ارائه گردید و تحت عنوان مدل دومؤلفه‌ای شناخته شد. پس از آن مدل‌های مختلفی با پلاستیسته متمرکز و گسترده ارائه شدند. این مدل‌ها اثرات تنزل سختی در رفتار خمشی و برشی و همچنین لغزش برشی و چرخش انتهایی المان‌ها ناشی از بیرون کشیدگی میلگرد از درون اتصالات را به عنوان رفتار غیرخطی در نقاط و یا طول خاصی از المان تحت عنوان مفصل پلاستیک لحاظ می‌کنند. از جمله مدل‌های مطرح امروزی که برای تحلیل غیرخطی قاب بتن مسلح کاربرد دارد، مدل رشته ای می‌باشد. در این مدل هر المان متناسب با سطح مقطع آن به یک سری رشته‌های طولی بتنی و فولادی تبدیل می‌شود و ضمن کمک گرفتن از مدل‌های تک محوری تنش-کرنش بتن و میلگرد و فرض پیوستگی کامل بین بتن و میلگرد، رفتار کل المان از جمع اثر رفتار رشته‌های بتنی و فولادی حاصل می‌شود [3]. این روش تقریب خوبی از ظرفیت المان‌های خمشی بتن مسلح ارائه می‌دهد ولی به دلیل فرض پیوستگی کامل بین بتن و میلگرد، در برآورد سختی تقریب زیادی را در روش عددی وارد نموده و اثرات اندرکنشی بتن و میلگرد را حذف می‌کند. یکی از موارد اندرکنشی بتن و میلگرد، تاثیر میلگردهای عرضی روی رفتار بتن می‌باشد که تحت عنوان محصور شونده‌گی در رفتار بتن بررسی و اعمال می‌شود. اما به منظور اعمال اثر اندرکنش بتن و میلگردهای طولی در روش‌های تحلیل عددی دو روش عمده قابل بررسی است. یکی از این روشها، اعمال این اثر به صورت معادل در رفتار هر کدام از مصالح (بتن و میلگرد) و اصلاح مدل رفتاری آنها می‌باشد. از جمله این روش‌ها می‌توان به روش ارائه شده توسط Belarbi و همکاران (1994) [2] و Kwak و همکاران (2006) [11] اشاره کرد.

در این روش‌ها اثر پیوستگی-لغزش به صورت معادل در رفتار تنش-کرنش میلگردهای طولی لحاظ می‌شود و تقریب نسبتاً خوبی در رفتار کلی سازه را به همراه دارد.

شکل برشی صرف نظر شده و بدین ترتیب نیروی برشی با جایگزینی رابطه (3) در روابط (4) و (5) حذف می شود. در نتیجه روابط (4) و (5) به ترتیب به روابط (6) و (7) تبدیل می شوند.

$$\frac{d^2 M_{B-y}(x)}{dx^2} - P_z(x) - \sum_{i=1}^n z_i \frac{dD_{bi}(x)}{dx} = 0 \quad (6)$$

$$\frac{d^2 M_{B-z}(x)}{dx^2} - P_y(x) - \sum_{i=1}^n y_i \frac{dD_{bi}(x)}{dx} = 0 \quad (7)$$

تعداد پیچشی حول محور x به صورت رابطه (8) می باشد.

$$\frac{dM_{B-x}(x)}{dx} - T_B(x) = 0 \quad (8)$$

به این ترتیب روابط کلی حاکم بر المان تیر-ستون بتن مسلح به صورت ماتریسی و در قالب رابطه (9) ارائه می گردد.

$$\partial_B^T D_B(x) - \partial_b^T D_b(x) - P(x) = 0 \quad (9)$$

در رابطه اخیر تعاریف زیر برقرار می باشد:

نیروهای موجود در سطح مقطع المان بتن مسلح:

$$D_B(x) = \{\bar{D}(x) : \bar{D}(x)\}^T$$

نیروهای موجود در سطح مقطع المان بتنی:

$$\bar{D}(x) = \{N_B(x) \quad M_{B-z}(x) \quad M_{B-y}(x) \quad M_{B-x}(x)\}^T$$

نیرو موجود در مقطع میلگردهای طولی:

$$\bar{\bar{D}}(x) = \{N_1(x) \dots N_n(x)\}^T$$

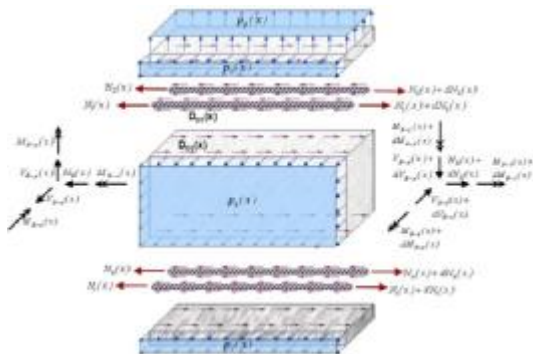
نیروهای پیوستگی:

$$D_b(x) = \{D_{b1}(x) \dots D_{bn}(x)\}^T$$

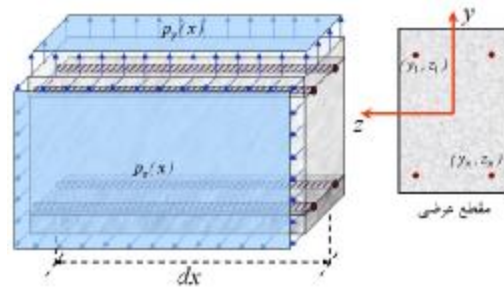
برداری نیروی خارجی:

$$P(x) = \{0 \quad p_y(x) \quad p_z(x) \quad T_B(x) \quad 0 \quad \dots \quad 0\}^T$$

∂_B, ∂_b اپراتورهای دیفرانسیلی بوده و به صورت رابطه های (10) و (11) تعریف می شوند.



شکل 2: دیاگرام آزاد جزء طول المان تیر-ستون بتن مسلح سه بعدی.



شکل 1: جزء طول المان بتن مسلح.

تعداد نیروی محوری در المان بتنی و المان میله ای i ام به صورت روابط (1) و (2) می باشد:

$$\frac{dN_B(x)}{dx} + \sum_{i=1}^n D_{bi}(x) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{dN_i(x)}{dx} - D_{bi}(x) = 0, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2)$$

در روابط اخیر، $N_B(x)$ نیروی محوری در المان بتنی و $N_i(x)$ نیروی محوری در المان میله ای نام و n تعداد میلگردهای طولی می باشند. $D_{bi}(x)$ نیروی پیوستگی در واحد طول (تنش پیوستگی * محیط میلگرد) بین المان بتنی و میله نام می باشد. تعادل برشی در جهت y و z به صورت رابطه (3) خواهد بود.

$$\frac{dV_{B-y}(x)}{dx} - p_y(x) = 0, \quad \frac{dV_{B-z}(x)}{dx} - p_z(x) = 0 \quad (3)$$

در رابطه اخیر، $V_{B-y}(x)$ و $V_{B-z}(x)$ به ترتیب نیروی برشی در مقطع تیر در جهت های y و z می باشند. $p_y(x)$ و $p_z(x)$ به ترتیب نیروی خارجی یکنواخت موجود روی المان در جهت های y و z می باشند. تعادل لنگر حول محور y و z روی جزء طول المان به صورت روابط (4) و (5) می باشد.

$$\frac{dM_{B-y}(x)}{dx} - V_{B-z}(x) - \sum_{i=1}^n z_i D_{bi}(x) = 0 \quad (4)$$

$$\frac{dM_{B-z}(x)}{dx} - V_{B-y}(x) - \sum_{i=1}^n y_i D_{bi}(x) = 0 \quad (5)$$

در دو رابطه اخیر، $M_B(x)$ خمش در مقطع تیر، y_i فاصله میله i از محور z و z_i فاصله میله i از محور y المان می باشد. بر اساس تئوری اویلر-برنولی، از تغییر

در رابطه (12)، $u_{bi}(x)$ لغزش ناشی از تضعیف پیوستگی بین بتن و میلگرد i ام می باشد.

اگر لغزش همه میلگردهای مقطع به صورت ماتریس لغزش و جابجایی های مقطعی به صورت $\mathbf{d}_b(x) = \{u_{b1}(x) \dots u_{bn}(x)\}^T$ تعریف شود، ارتباط لغزش و جابجایی های مقطعی به صورت $\mathbf{d}_b(x) = \partial_b \mathbf{u}(x)$ قابل تعریف است.

رفتار غیرخطی المان بتن مسلح براساس رابطه بین نیروهای مقطع و تغییرشکل های مقطع به دست می آید. در این محاسبات از ضوابط رفتاری مطابق با توضیحات بخش 4 استفاده می شود.

بدین ترتیب به کمک مدل های متنوع رفتاری تنش-کرنش مربوط به بتن و میلگرد و رفتار هیستریزس آنها تحت بارگذاری های تناوبی و همچنین رابطه تنش پیوستگی-لغزش بین بتن و میلگرد، امکان تشکیل رابطه های $\mathbf{D}_b(x) = \mathbf{D}_b(\mathbf{d}_b)$ و $\mathbf{D}_B(x) = \mathbf{D}_B(\mathbf{d}_B)$ فراهم می شود. با توجه به اینکه به منظور محاسبه سختی مقطع المان از روش مدل لایه ای استفاده می شود. این روش به صورت خودکار اثر اندرکنشی نیروی محوری و لنگر خمشی را در نظر می گیرد [13].

رابطه تغییرشکل های داخلی و نیروهای داخلی توسط سختی مقطع المان بتن مسلح و به صورت رابطه (13) قابل تعریف است.

$$\begin{aligned} \mathbf{D}_B^{t+1}(x) &= \mathbf{D}_B^t(x) + \Delta \mathbf{D}_B^t(x) = \mathbf{D}_B^t(x) + \mathbf{k}_B^t(x) \Delta \mathbf{d}_B^t(x) \\ \mathbf{D}_b^{t+1}(x) &= \mathbf{D}_b^t(x) + \Delta \mathbf{D}_b^t(x) = \mathbf{D}_b^t(x) + \mathbf{k}_b^t(x) \Delta \mathbf{d}_b^t(x) \end{aligned} \quad (13)$$

در این رابطه، $\mathbf{D}_B^t(x)$ بردار نیروی مقطع، $\mathbf{D}_b^t(x)$ بردار نیروی پیوستگی، $\mathbf{k}_B^t(x)$ ماتریس سختی مقطع المان بتن مسلح، $\mathbf{k}_b^t(x)$ ماتریس سختی پیوستگی مقطع، $\Delta \mathbf{d}_B^t(x)$ بردار جزء تغییرشکل مقطع المان بتن مسلح و $\Delta \mathbf{d}_b^t(x)$ بردار جزء لغزش مقطع درگام t ام تحلیل غیرخطی می باشند.

اگر جابجایی های گرهی مربوط به المان بتن مسلح (\mathbf{U}) به عنوان مجهولات اصلی معرفی شوند، تغییرمکان در مقطع ($\mathbf{u}(x)$) به کمک توابع شکل ($\mathbf{N}(x)$) و جابجایی های گرهی قابل محاسبه هستند (رابطه های 14 تا 16) (شکل 3).

$$\partial_b = \begin{bmatrix} \frac{d}{dx} & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \frac{d^2}{dx^2} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \frac{d^2}{dx^2} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{d}{dx} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{d}{dx} & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{d}{dx} \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$\partial_b = \begin{bmatrix} -1 & y_1 \frac{d}{dx} & z_1 \frac{d}{dx} & 0 & 1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ -1 & y_n \frac{d}{dx} & z_n \frac{d}{dx} & 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} \quad (11)$$

بردار تغییر شکل مقطع متناظر با بردار نیرو $\mathbf{D}_B(x)$ به صورت $\mathbf{d}_B(x) = \{\bar{\mathbf{d}}(x) : \bar{\bar{\mathbf{d}}}(x)\}^T$ تعریف می شود و در آن

$$\bar{\mathbf{d}}(x) = \{e_B(x) \quad j_{Bz}(x) \quad j_{By}(x) \quad j_{Bx}(x)\}^T$$

تغییر شکل موجود در سطح مقطع المان بتنی و در میلگردها را بیان می کنند. همچنین در ترازهای مختلف مقطع المان، جابجایی به صورت $\mathbf{u}(x) = \{\bar{\mathbf{u}}(x) : \bar{\bar{\mathbf{u}}}(x)\}^T$ قابل تعریف است. در این رابطه:

$$\bar{\mathbf{u}}(x) = \{u_{1B}(x) \quad u_{2B}(x) \quad u_{3B}(x) \quad u_{4B}(x)\}^T$$

ایی طولی و عرضی و میزان پیچش در المان بتنی و جابجایی طولی در $\bar{\bar{\mathbf{u}}}(x) = \{u_i(x) \dots u_n(x)\}^T$ میلگردها می باشند. با فرض تغییر شکل های کوچک و به کمک روابط سازگاری ارتباط تغییرشکل ها و جابجایی ها به صورت $\mathbf{d}_B(x) = \partial_b \mathbf{u}(x)$ قابل تعریف است. اثر پیوستگی توسط رابطه (12) بین المان بتنی و هر میلگرد طولی تعریف می شود.

$$\begin{aligned} u_{bi}(x) &= u_i(x) - u_{1B}(x) \\ &+ y_i \frac{du_{2B}(x)}{dx} + z_i \frac{du_{3B}(x)}{dx} \end{aligned} \quad (12)$$

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_B + \mathbf{K}_b = \int_L \mathbf{B}_B^T(x) \mathbf{k}_B(x) \mathbf{B}_B(x) dx + \int_L \mathbf{B}_b^T(x) \mathbf{k}_b(x) \mathbf{B}_b(x) dx \quad (18)$$

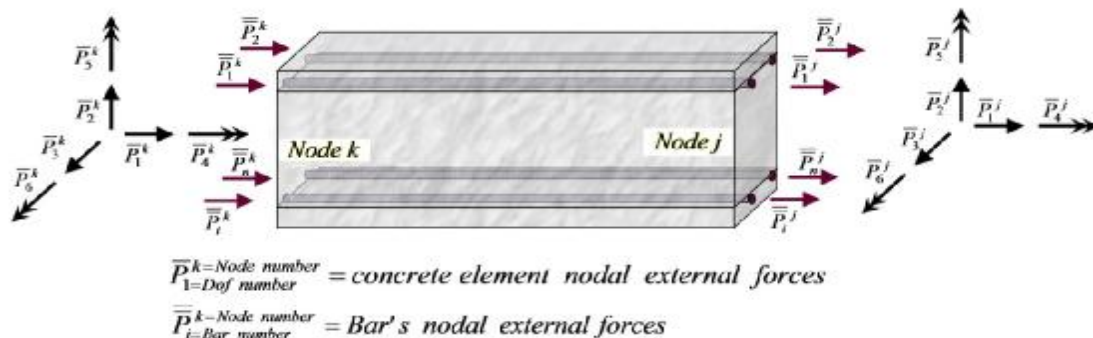
رابطه بین بردار نیروی خارجی، نیروی مقاوم داخلی و سختی المان به منظور استفاده در الگوریتم حل غیرخطی مطابق رابطه (19) خواهد بود.

$$\mathbf{K} \Delta \mathbf{U} = \mathbf{P} - \int_L \mathbf{B}_B^T(x) \mathbf{D}_B(x) dx - \int_L \mathbf{B}_b^T(x) \mathbf{D}_b(x) dx = \mathbf{P} - \mathbf{Q} = \mathbf{P} - (\mathbf{Q}_B + \mathbf{Q}_b) \quad (19)$$

در رابطه (19)، \mathbf{K} ماتریس سختی المان بتن مسلح، $\Delta \mathbf{U}$ بردار جزء تغییر مکان، \mathbf{P} بردار نیروهای خارجی متناظر با درجات آزادی المان، \mathbf{Q}_B بردار نیروی مقاوم در ارتباط با المان بتنی و میلگردها و \mathbf{Q}_b بردار نیروی مقاوم در ارتباط با اثر پیوستگی تعریف می شوند. به منظور بهره گیری از فرم تضعیف شده المان بتن مسلح معرفی شده در مدل سازی قاب بتن مسلح، ماتریس انتقال متناسب با موقعیت قرارگیری المان در قاب و درجات آزادی آن در رابطه (20) ارائه شده است. در این رابطه، \mathbf{T}_1 ماتریس حاوی کسینوس هادی محورهای محلی المان تیر-ستون (X-Y-Z) در ارتباط با مختصات کلی (x-y-z) می باشد. \mathbf{I} ماتریس واحد می باشد.

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \bar{T} & 0 \\ 0 & \bar{T} \end{bmatrix}, \bar{T} = \begin{bmatrix} [T_1] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [T_1] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [T_1] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [T_1] \end{bmatrix} \quad (20)$$

$$\bar{T} = [I]_{2n \times 2n}, [T_1] = \begin{bmatrix} \cos xX & \cos xY & \cos xZ \\ \cos yX & \cos yY & \cos yZ \\ \cos zX & \cos zY & \cos zZ \end{bmatrix}$$



شکل 3: درجات آزادی در نظر گرفته شده برای المان تیر-ستون بتن مسلح.

$$\mathbf{U} = \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{U}} \\ \underline{\underline{\mathbf{U}}} \end{Bmatrix}$$

$$\bar{\mathbf{U}} = [U_1^k \dots U_6^k \quad U_1^j \dots U_6^j]^T$$

$$\underline{\underline{\mathbf{U}}} = [V_1^k \dots V_n^k \quad V_1^j \dots V_n^j]^T \quad (14)$$

$$\mathbf{u}(x) = \mathbf{N}(x) \mathbf{U} \quad (15)$$

$$\mathbf{N}(x) = \begin{bmatrix} N_{\bar{\pi}}(x) & 0 \\ 0 & N_{\underline{\underline{\pi}}}(x) \end{bmatrix}$$

$$N_{\bar{\pi}}(x) = \begin{bmatrix} H_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & H_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & H_3 & 0 & 0 & 0 & H_4 & 0 & H_5 & 0 & 0 & 0 & H_6 \\ 0 & 0 & H_3 & 0 & H_4 & 0 & 0 & 0 & H_5 & 0 & H_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & H_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & H_2 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$N_{\underline{\underline{\pi}}}(x) = \begin{bmatrix} H_1 & 0 & \dots & 0 & H_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & H_1 & \dots & 0 & 0 & H_2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & H_1 & 0 & 0 & \dots & H_2 \end{bmatrix} \quad (16)$$

در رابطه (16) H_1 و H_2 توابع درونیابی خطی و H_3, H_4, H_5, H_6 توابع درونیابی هرمیتی می باشند و برای جزئیات آن می توان به مرجع [14] مراجعه کرد. با استفاده از توابع درونیابی می توان ارتباط بین تغییرشکل های مقطعی و تغییر مکان های گرهی المان تیر-ستون را توسط توابع تبدیل $(\mathbf{B}_B(x), \mathbf{B}_b(x))$ به صورت رابطه (17) ارائه کرد [12].

$$\mathbf{d}_B(x) = \mathbf{B}_B(x) \mathbf{U}, \quad \mathbf{d}_b(x) = \mathbf{B}_b(x) \mathbf{U}$$

$$\mathbf{B}_B(x) = \partial_B \mathbf{N}(x), \quad \mathbf{B}_b(x) = \partial_b \mathbf{N}(x) \quad (17)$$

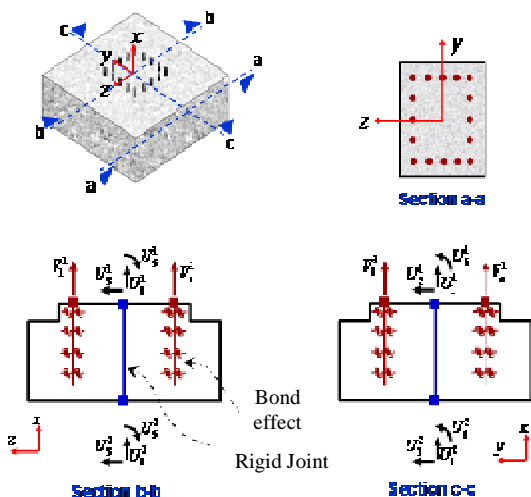
به کمک اصل اول تغییرات مربوط به تابع انرژی پتانسیل فرم تضعیف شده معادلات حاکم بر المان تیر-ستون حاصل شده است [12]. در رابطه (18) ماتریس سختی المان تیر-ستون ارائه شده است.

بیرون کشیدگی میلگرد از درون اتصال

اگر یک وجه المان اتصال مطابق با شکل (4) در نظر گرفته شود و بردار تغییر مکان گرهی مربوط به آن وجه به صورت $U = [U_1^1 \dots U_6^1 \quad V_1^1 \dots V_n^1]^T$ تعریف شود (اندیس بالا به معنی شماره وجه و اندیس پایین به معنی شماره درجه آزادی می باشد)، در این صورت میزان بیرون کشیدگی میلگردها از درون اتصال مربوط به این وجه را می توان به صورت رابطه (22) تعریف نمود.

$$slip = \begin{bmatrix} s_1^1 \\ s_2^1 \\ \vdots \\ s_n^1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & z_1 & y_1 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & z_2 & y_2 & 0 & 1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ -1 & 0 & 0 & 0 & z_n & y_n & 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} U = A_{slip} U \quad (22)$$

در رابطه (22)، مختصات موقعیت میلگردها در مختصات مرکزی مقطع می باشد. رابطه بین نیروی بیرون کشیدگی میلگرد n ام در وجه شماره 1 (f_n^1) و میزان لغزش آن (s_n^1) از درون بتن با $f_n^1 = k_{slip n}^1 \times s_n^1$ تعریف می شود.



شکل 4: اتصال مورد استفاده در قاب بتن مسلح سه بعدی دارای اثر بیرون کشیدگی میلگرد.

در این رابطه $k_{slip n}^1$ سختی مماسی می باشد. برای هر میلگرد این رابطه به کمک رابطه تنش پیوستگی-لغزش، طول مهار شده میلگرد در اتصال و محیط میلگرد مطابق با شکل (5) به دست می آید.

سختی مقطع المان تیر - ستون

برای بکارگیری روابط (18) و (19) در الگوریتم حل غیرخطی، نیاز به محاسبه سختی مقطع المان بتن مسلح ($k_B(x)$) و سختی پیوستگی مقطع ($k_b(x)$) می باشد. ماتریس اول با به بکارگیری مبانی مربوط به روش مدل رشته ای و بر اساس مدل رفتاری تنش-کرنش بتن و میلگرد تهیه می شود [15]. اگر اندرکنش بین سختی های محوری، خمشی و پیچشی لحاظ نگردد، این ماتریس به صورت رابطه (21) خواهد بود. ولی در روش رشته ای این اثر به صورت خودکار لحاظ می شود.

$$k_B(x) = \begin{bmatrix} \bar{k}_B(x) & 0 \\ 0 & \bar{\bar{k}}_B(x) \end{bmatrix}$$

$$\bar{k}_B(x) = \begin{bmatrix} EA(x) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & EI_z(x) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & EI_y(x) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GJ(x) \end{bmatrix}$$

$$\bar{\bar{k}}_B(x) = \begin{bmatrix} EA_1(x) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \cdot & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdot & 0 \\ 0 & 0 & 0 & EA_n(x) \end{bmatrix}_{n \times n}$$

$$k_b(x) = \begin{bmatrix} k_{b1}(x) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \cdot & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdot & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{b1}(x) \end{bmatrix} \quad (21)$$

ماتریس سختی پیوستگی مقطع مطابق با رابطه (21) یک ماتریس قطری می باشد که ارتباط نیروی پیوستگی (تنش پیوستگی * محیط میلگرد طولی) و لغزش را در موقعیت طولی x بیان می کند و شامل همه میلگردهای طولی المان می شود.

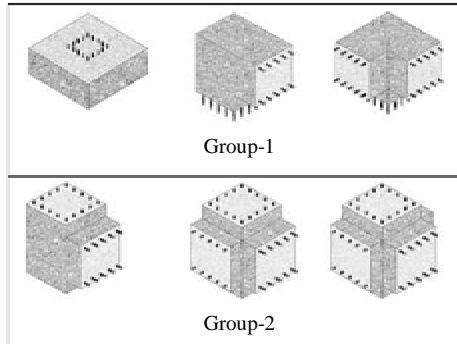
درایه های قطری این ماتریس به کمک محیط هر یک از میلگردها و سختی مماسی در رابطه رفتاری تنش پیوستگی - لغزش قابل محاسبه است.

المان اتصال

المان اتصال تعریف شده در این تحقیق به منظور در نظر گرفتن اثر تغییر شکل های ناشی از بیرون کشیدگی میلگرد از درون آنها می باشد.

از آنجا که المان اتصال تعریف شده باید بتواند در کنار المان تیر-ستون در سرهم بندی ماتریس های سازه ای قابل استفاده باشد، لذا تعداد درجات آزادی در محل برخورد المان اتصال و المان تیر-ستون باید یکسان باشد.

توسط آنها به هم وصل شده‌اند. به عنوان مثال در پای ستون‌ها از یک المان مشابه شکل (4) بهره گرفته می‌شود که در وجه شماره 2 تمام درجات آزادی آن مقید می‌شوند.

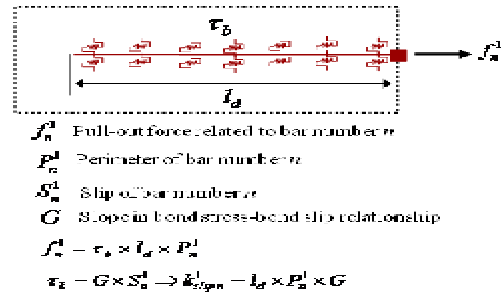


شکل 6: المان‌های اتصال دارای اثر بیرون کشیدگی میلگرد.

رفتار مصالح

رابطه تنش- کرنش بتن و میلگرد

مدل ارائه شده توسط Kent و Park [16] که در ادامه توسط Scott و همکاران [6] توسعه داده شده است، برای منحنی پوش رفتار فشاری بتن مورد استفاده قرار گرفته است. در این مدل اثرات محصور شونده توسط خاموت لحاظ شده است. برای ضوابط باربرداری و بارگذاری مجدد از روش پیشنهادی Karsan و همکاران [17] استفاده شده است. از طرف دیگر برای رفتار کششی بتن از مدل ارائه شده توسط Gilbert و همکاران [18] برای منحنی پوش استفاده شده است. این مدل یک منحنی چند خطی می‌باشد که قبل از ترک خوردگی رفتار بتن را الاستیک خطی فرض می‌کند و رفتار غیرخطی بعد از ترک خوردگی را به صورت چندخطی لحاظ می‌کند. باربرداری و بارگذاری مجدد در ناحیه کششی بتن، مطابق با تحقیقات مرجع [19] برای قاب‌های بتن مسلح به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود. همچنین فرض بر این است که این مسیرها از مبدا مختصات (تنش و کرنش صفر) عبور می‌کنند. مدل $G-M-P$ (Giuffre-Menegoto-Pinto) برای رفتار تنش-کرنش میلگردها مورد استفاده قرار گرفته است. این مدل ابتدا $Pinto$ و $Giuffre$ [7] ارائه شده و در ادامه توسط $Pinto$ و $Menegoto$ [8] توسعه یافته است. این مدل ضوابط باربرداری و بارگذاری مجدد را در خود دارد.



شکل 5: برآورد نیروی بیرون کشیدگی میلگرد به کمک رابطه تنش پیوستگی - لغزش.

برای همه میلگردهای مقطع و به کمک نمایش

ماتریسی می‌توان رابطه $f_{slip} = k_{slip}^1 \times slip$ را نوشت.

در این رابطه برداری شامل نیروهای بیرون کشیدگی میلگردها می‌باشد، ماتریسی قطری بوده که درایه‌های قطری آن k_{slip}^1 می‌باشد. $slip$ برداری شامل لغزش هر یک از میلگردها می‌باشد. ماتریس سختی و بردار نیروی مقاوم المان اتصال در ارتباط با اثر بیرون کشیدگی میلگردها به صورت رابطه (23) ارائه می‌شود.

$$K_{slip} = A_{slip}^T k_{slip}^1 A_{slip} \quad (23)$$

$$F_{slip} = A_{slip}^T f_{slip}$$

المان‌های اتصال

در یک قاب بتن مسلح اعم از دو بعدی یا سه بعدی، متناسب با وضعیت موجود در قاب، دو یا چند المان اتصال قابل تعریف است. این اتصالات ممکن است مانند اتصالات گوشه در همه وجه‌های کناری دارای اثر بیرون کشیدگی میلگرد باشند (گروه 1 در شکل 6) و یا فقط در برخی وجوه اتصال دارای اثر بیرون کشیدگی میلگرد از درون اتصال بوده و در بقیه وجه‌ها میلگردها از درون اتصال امتداد یافته باشند (گروه 2 در شکل 6). در ضمن در المان‌های میانی قاب بتن مسلح دوبعدی یا سه بعدی به دلیل عبور میلگردهای طولی از درون اتصال، اثر بیرون کشیدگی میلگرد قابل توجه نبوده و نیاز به مدل‌سازی ندارد. برای مدل‌سازی رفتار هر یک از این المان‌ها ضمن کمک گرفتن از تعریف صورت گرفته برای لغزش میلگرد، از لینک‌های صلب استفاده شده است و درجات آزادی غیروابسته با رفتار لغزشی میلگردها در اطراف المان اتصال

رابطه تنش پیوستگی-لغزش

برای رابطه تنش پیوستگی-لغزش از مدل ارائه شده توسط Eligehausen و همکاران (1983) [20] استفاده شده است. این مدل برای رفتار پیوستگی-لغزش در طول المان‌های تیر-ستون مشابه شکل (a-7) می باشد. همچنین برای رفتار بیرون کشیدگی میلگرد از درون اتصالات در صورت عدم وجود قلاب در انتهای میلگرد مشابه شکل (a-7) و در حضور قلاب انتهایی مطابق با شکل (b-7) خواهد بود. مشخصات ارائه شده در شکل (7) برای شرایط بیرون کشیدگی میلگرد از درون اتصال به صورت رابطه (26) و برای شرایط پیوستگی-لغزش در طول المان‌های تیر-ستون به صورت رابطه (27) می باشد. در همه روابط واحد تنش پیوستگی مگاپاسکال و واحد طول میلی‌متر می باشد.

$$t_1 = t_2 = \left(20 - \frac{d}{4}\right) \left(\frac{f'_c}{30}\right)^{0.5}$$

$$t_f = \left(5.5 - 0.07 \times \frac{S}{H}\right) \left(\frac{f'_c}{27.6}\right)^{0.5}$$

$$D_1 = \left(\frac{f'_c}{30}\right)^{0.5} \text{ mm}$$

$$(26)$$

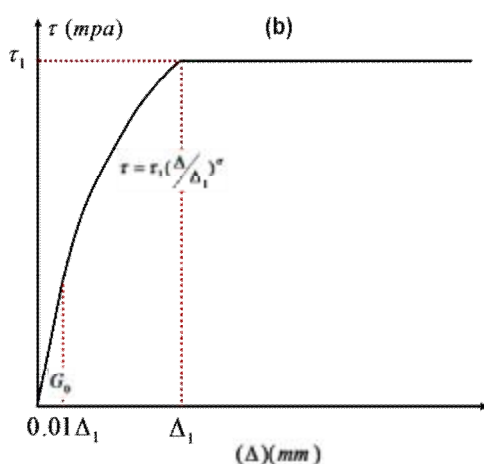
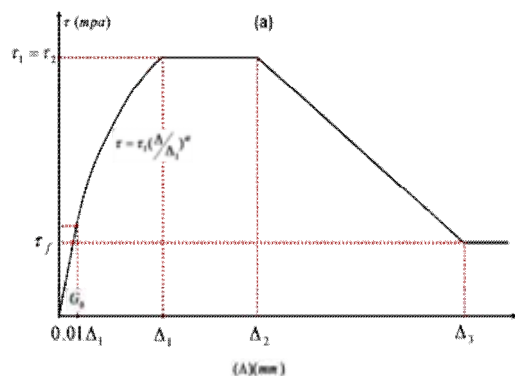
$$t_1 = t_2 = \min \left\{ 0.748 \left(f'_c \times \frac{C}{d} \right)^{0.5}, \left(20 - \frac{d}{4} \right) \left(\frac{f'_c}{30} \right)^{0.5} \right\}$$

$$t_f = \min \left\{ 0.234 \left(f'_c \times \frac{C}{d} \right)^{0.5}, \left(5.5 - 0.07 \times \frac{S}{H} \right) \left(\frac{f'_c}{27.6} \right)^{0.5} \right\}$$

$$D_1 = \left(\frac{f'_c}{30} \right)^{0.5} \exp \left\{ \left(\frac{1}{a} \right) \times \ln \left(\frac{0.748 \left(f'_c \times \frac{C}{d} \right)^{0.5}}{\left(20 - \frac{d}{4} \right) \left(\frac{f'_c}{30} \right)^{0.5}} \right) \right\} \text{ mm}$$

$$(27)$$

همچنین تعاریف $D_3 = S \text{ mm}$ و $D_2 = 3 \text{ mm}$ و $a = 0.4$ برای هر دو شرایط برقرار است [21]. قابل ذکر است که S و H به ترتیب فاصله و ارتفاع دندان‌های موجود روی میلگرد و d قطر میلگرد می باشد. C مقدار حداقل دو مقدار ضخامت پوشش بتن روی میلگرد و نصف فاصله بین میلگردها در مقطع می باشد. f'_c مقاومت فشاری بتن به مگاپاسکال می باشد. برای محاسبه شیب مماسی (سختی لغزشی) از رابطه مربوطه برحسب Δ مشتق گیری می شود.



شکل 7: رابطه تنش پیوستگی-لغزش (a) مورد استفاده در المان‌های تیر-ستون و اتصال؛ (b) فقط مورد استفاده در میلگردهای دارای قلاب انتهایی در اتصال.

در این رابطه با توجه به اینکه مشتق رابطه مذکور در نزدیکی صفر عددی خیلی بزرگ و در خود صفر بی نهایت می شود، قسمت شروع رابطه یعنی از $0 \leq D \leq 0.01D_1$ را خطی فرض می کنند و بر اساس آن شیب اولیه رابطه به

$$G_0 = \frac{t_1 \times (0.01)^a}{0.01D_1}$$

صورت محاسبه می شود.

به منظور باربرداری و بارگذاری مجدد از ضوابط موجود در شکل (8) استفاده می شود. در سیکل‌های زیاد و در مقادیر زیاد لغزش، منحنی پوش اصلاح شده و مقادیر تنش پیوستگی به مقادیر کمتر از سیکل قبل تنزل می یابد.

در مورد ضوابط و نحوه کاهش این مقادیر می توان به مرجع [21] مراجعه نمود.

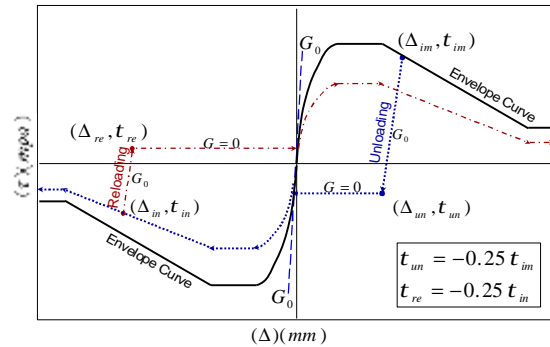
شده است. فاصله متوسط ترک خوردگی در المان‌ها را می‌توان بر اساس روابط موجود از جمله رابطه ارائه شده توسط آیین نامه CEB [24] محاسبه نموده و بر اساس آن طول المان‌ها را برابر یا کمتر از مقدار محاسبه شده قرار داد. در برنامه تهیه شده هر المان تیر یا ستون به عنوان یک المان بزرگ به برنامه معرفی می‌شود ولی در هنگام تحلیل بر اساس فاصله متوسط ترک خوردگی هر المان بزرگ به تعدادی المان‌های کوچکتر تقسیم می‌شود.

بررسی عددی و اعتبارسنجی روش تحلیلی

برای بررسی دقت روش تحلیلی از نتایج آزمایش‌های تجربی کمک گرفته شده است. دقت روش برای مثال‌های متعددی بررسی شده است ولی در ادامه نتایج تحلیل مربوط به دو نمونه قاب دو بعدی و سه بعدی ارائه شده است.

قاب دوبعدی

بر اساس تحقیقات آزمایشگاهی Alin و همکاران (2007) [25] قاب مورد بررسی دارای مشخصات هندسی مطابق با شکل (9) می‌باشد. مقاومت فشاری بتن 22 مگاپاسکل و تنش حد تسلیم میلگردهای آجدار با قطر 8 و 10 میلی‌متر به ترتیب 592 و 475 مگاپاسکل بوده است. همچنین تنش حد تسلیم میلگردهای صاف با قطر 4 و 6 میلی‌متر که به عنوان خاموت مورد استفاده قرار گرفته اند، به ترتیب برابر 326 و 427 مگاپاسکل گزارش شده اند. نمونه مذکور تحت اثر بارگذاری تناوبی با کنترل تغییرمکان و با دامنه های 5/2، 9/7، 12/3 و 16/2 میلی‌متر به صورت رفت و برگشت در تراز بالایی قاب قرار گرفته است. در آزمایش، طول مهاری میلگردهای طولی در اتصالات به اندازه کافی زیاد در نظر گرفته شده اند تا رفتار غیرخطی نمونه متاثر از بیرون کشیدگی آنها نباشد. به همین دلیل طول مهاری میلگردها نسبت به مقادیر پیشنهادی توسط آیین نامه ACI نیز بیشتر می‌باشد. بر اساس روش پیشنهاد شده در مرجع [24]، فاصله متوسط ترک خوردگی در ستون‌ها و تیر قاب موردنظر به ترتیب 90 و 120 میلی‌متر محاسبه شده است. بر این اساس و برای از بین بردن اثر اندازه المان‌ها در تحلیل، هر المان تیر به 12 المان کوچکتر با طولهای مساوی و هر یک از المان‌های ستون به 10 المان کوچکتر تقسیم شده



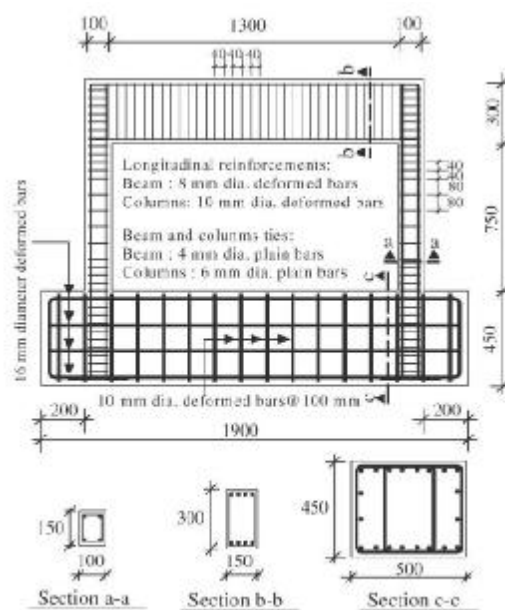
شکل 8: ضوابط چرخه‌ای مربوط به رابطه تنش-پیوستگی-لغزش.

برنامه تحلیل غیرخطی

برای تحلیل عددی بر مبنای روش پیشنهادی برنامه‌ای در محیط MATLAB تهیه گردیده است. روش حل غیرخطی بر اساس روش نیوتن-رافسون می‌باشد [22]. در برنامه تهیه شده قابلیت تحلیل به صورت بار افزون و تناوبی در شرایط کنترل بار و یا کنترل تغییرمکان وجود دارد. از آنجا که تحلیل غیرخطی بر مبنای تغییرمکان صورت می‌پذیرد، به دلیل نوع توابع درونیابی به کار گرفته شده، نتایج تحلیل تا حدودی وابسته به اندازه طول المان‌های تیر-ستون می‌باشد [23].

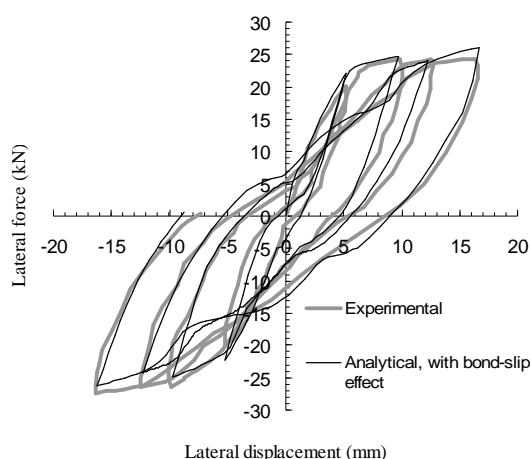
همان‌طور که در رابطه (16) ارائه شده است، توابع درونیابی خطی نیز در فرمولاسیون المان‌ها حضور دارند و این باعث می‌شود المان‌های میله ای در طول خود دارای کرنش ثابت باشند. لذا با کوچکتر در نظر گرفتن طول المان‌ها، خطای ناشی از توابع خطی و فرض کرنش ثابت کم می‌شود. با این توضیح، اگر طول المان‌های تیر-ستون خیلی بزرگ باشد، سختی سازه و ظرفیت تحمل نیرو در پاسخ تحلیلی غیر واقعی تخمین زده می‌شود و با کم شدن طول المان‌ها این مقادیر به سمت پاسخ واقعی همگرا می‌شوند. خیلی کوچک شدن طول المان‌ها باعث افزایش زمان تحلیل و عدم تاثیر قابل ملاحظه در دقت پاسخ‌ها می‌شود. در عوض اگر طول المان‌ها خیلی بزرگ انتخاب شوند، دقت تحلیل به همراه زمان تحلیل کم می‌شود. هیچ‌کدام از این دو حالت‌ها مناسب به نظر نمی‌رسند. زیرا می‌توان طول المان‌ها را در حدی متعارف انتخاب کرد که اگر از آن هم کمتر شود پاسخ حاصل تفاوت قابل ملاحظه ای نداشته باشد ولی اگر از آن بیشتر انتخاب شود، از دقت تحلیل کاسته شود. در این تحقیق این طول مناسب برابر با فاصله متوسط ترک خوردگی در المان‌ها نتیجه‌گیری

BS1-PO2-PO3 قابل مشاهده است.



Dimensions in mm.

شکل 9: مشخصات هندسی قاب دو بعدی مورد بررسی.



شکل 10: پاسخ تحلیلی و تجربی قاب دوبعدی تحت بارگذاری تناوبی.

قاب سه بعدی

برای بررسی روش ارائه شده در شرایط سه بعدی، یک قاب سه بعدی مشابه شکل (12-a) مورد بررسی قرار گرفته است. این قاب و جزئیات آن مشابه قاب دوبعدی موجود در شکل (9) می باشد که به فضای سه بعدی تعمیم داده شده است. این قاب از کنار و در تراز سقف تحت بارگذاری تناوبی به صورت مورب قرار گرفته است. بار اعمالی از نوع تغییرمکان بوده و جهت اعمال بار مشابه شکل (12-b) می باشد. بارگذاری به نحوی صورت گرفته

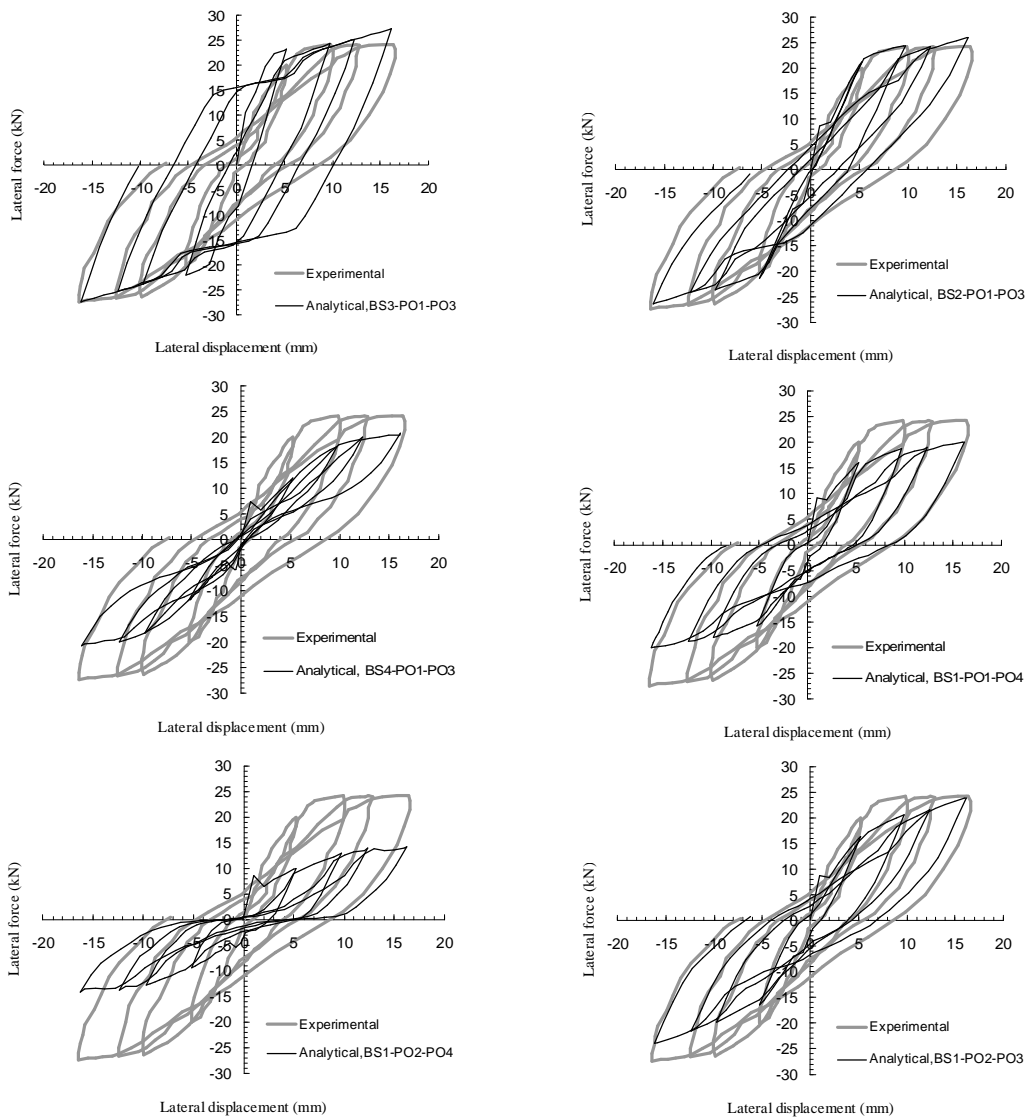
اند. در کنار المان های تیر - ستونی از چهار المان اتصال (دو المان در پای ستون و دو المان در محل برخورد تیر و ستون ها) استفاده شده است. در شکل (10) نتیجه تجربی و تحلیل مربوط به قاب دو بعدی مورد بررسی ارائه شده است. با توجه به در نظر گرفتن اثر پیوستگی - لغزش در طول المان های تیر و ستون و مدل سازی طول مهار میگلردها توسط المان های اتصال، پاسخ تحلیلی در ارتباط با سختی در هنگام باربرداری و بارگذاری مجدد و پوش ظرفیتی انطباق بسیار خوبی با نتیجه آزمایشگاهی داشته است.

به منظور بررسی اثر پیوستگی - لغزش در طول المان های تیر و ستون و بیرون کشیدگی میگلردهای اتصالات، تحلیل های متنوعی صورت گرفته است. در این تحلیل ها از شرایط مختلفی مطابق با جدول (1)، استفاده شده است. به عنوان مثال وقتی نام تحلیلی BS3-PO1-PO4 انتخاب شده است، این به معنی فرض پیوستگی کامل بین بتن و میگلرد در المان های تیر و ستون، مهار کافی میگلردهای طولی در پای ستون ها (بیرون کشیدگی میگلرد ناچیز است) و مهار با طول کم میگلردهای طولی تیر و ستون ها در محل اتصال آنها (بیرون کشیدگی قابل ملاحظه میگلردها) می باشد. نتایج حاصل از تحلیل های مختلف در شکل (11) ارائه شده است. نتایج نشان می دهد در صورت فرض پیوستگی کامل بتن و میگلرد (BS3-PO1-PO3)، برآورد سختی در مسیرهای بارگذاری و باربرداری با خطای زیاد و بیش از حد واقع صورت می گیرد. در شرایط فرض پیوستگی ضعیف بین بتن و میگلرد در طول المان های تیر - ستون (BS4-PO1-PO3)، علاوه بر مقدار سختی در مسیرهای بارگذاری و باربرداری، ظرفیت نیز کم تخمین زده شده و پاسخ تحلیلی با پاسخ تجربی اختلاف زیادی پیدا می کند.

طول مهار نا کافی درون اتصالات شامل اتصال پای ستون و یا اتصال تیر به ستون باعث ایجاد بیرون کشیدگی میگلرد شده و این عامل بیشتر حد ظرفیتی را تحت الشعاع قرار می دهد. میزان تاثیر بیرون کشیدگی میگلرد در ظرفیت حاصل از تحلیل وابسته به مقدار طول مهار مدل اصلی و مقدار در نظر گرفته شده در تحلیل می باشد و به ازای طول مهار خیلی کم ظرفیت باربری سازه به صورت قابل ملاحظه ای کاهش می یابد. این عامل در نتایج حاصل از تحلیل های BS1-PO1-PO4، BS1-PO2-PO4 و BS1-PO2-PO4

جدول 1: شرایط مختلف مورد استفاده در بررسی تحلیلی اثر پیوستگی-لغزش در قاب دو بعدی.

شناسه	توصیف وضعیت	وضعیت	
BS1	بر اساس رابطه غیرخطی پیوستگی-لغزش Eligehausen-1983	شرایط معمولی	حالات مختلف رابطه پیوستگی-لغزش در المانهای تیر-ستون
BS2	مقدار مدول لغزش (شیب خطی در رابطه پیوستگی-لغزش) برابر با 10 مگاپاسکال بر میلی متر	رابطه خطی پیوستگی-لغزش	
BS3	مقدار شیب در رابطه پیوستگی-لغزش عددی بزرگ انتخاب شده است	فرض پیوستگی کامل و عدم حضور لغزش	
BS4	مقدار مدول لغزش برابر با 5 مگاپاسکال بر میلی متر	فرض پیوستگی ضعیف با مدول لغزش 5 مگانیوتن بر میلی متر مکعب	
PO1	مقدار طول مهار میگرد درون اتصال 30 سانتیمتر با شرایط قلاب در انتها	طول مهار کافی در اتصالات تیر-ستون	حالات مختلف وضعیت بیرون کشیدگی میلگردهای طولی از درون اتصالات
PO2	مقدار طول مهار میگرد درون اتصال 5 سانتیمتر بدون قلاب در انتها	طول مهار نا کافی در اتصالات تیر-ستون	
PO3	مقدار طول مهار میگرد درون اتصال 45 سانتی متر با شرایط قلاب در انتها	طول مهار کافی در اتصالات پای ستون	
PO4	مقدار طول مهار میگرد درون اتصال 5 سانتی متر بدون قلاب در انتها	طول مهار نا کافی در اتصالات پای ستون	

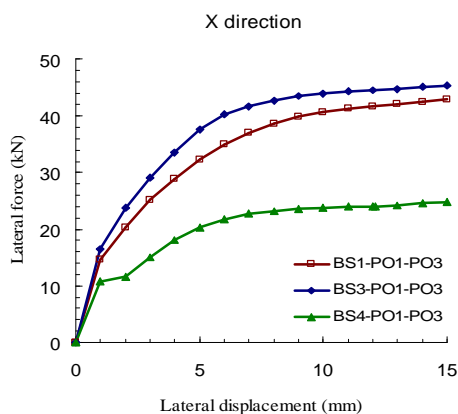


شکل 11: پاسخ تحلیلی و تجربی قاب دویعدی تحت بارگذاری تناوبی تحت شرایط مختلف اثر لغزش.

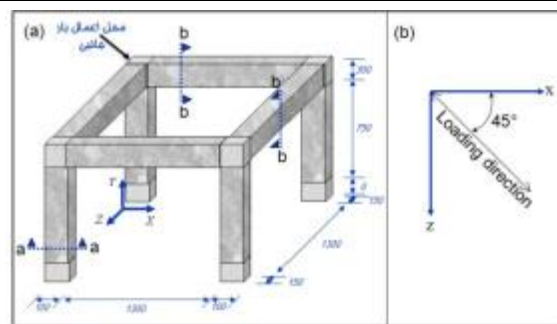
پاسخ تحلیلی حاصل از تحلیل بار افزون در شکل (13) ارائه شده است. اختلاف پاسخ حاصل مربوط به دو جهت X و Z به دلیل متفاوت بودن ظرفیت خمشی ستون‌ها در این دو جهت می باشد. در شکل (14) نتایج حاصل از تحلیل با بارگذاری تناوبی در جهت X و Z ارائه شده است. مطابق با بررسی‌های صورت گرفته برای قاب دو بعدی، در قاب سه بعدی نیز بررسی‌های مشابه قابل انجام است. در شکل (15) نتایج تحلیلی در حضور اثر عوامل مختلف تعریف شده در جدول (1) ارائه شده است.

نتیجه گیری

روش پیشنهاد شده در این تحقیق به دلیل در نظر گرفتن اثر پیوستگی-لغزش و خمش دو محوره در المان‌های تیر-ستونی به همراه اثر بیرون کشیدگی میلگردها از درون اتصال، روشی مؤثر با دقت بسیار خوب برای تحلیل غیرخطی به صورت تناوبی و بارافزون می باشد. این روش را می توان برای قاب‌های بتن مسلح دو بعدی و سه بعدی بکار گرفت. برخلاف سایر روش‌های تحلیلی که پیوستگی کامل بین بتن و میلگرد و طول کافی مهاری را در اتصالات مفروض می دارند، ارجحیت روش تحلیل غیرخطی ارائه شده در این تحقیق، در آن است که کاستی و یا عدم کاستی هر یک از موارد فوق را به خوبی منظور می دارد. بنابراین خطایی که در نتیجه تحلیل سایر روش‌ها به وجود می آید، در روش پیشنهادی بسیار اندک می باشد. همچنین در این روش هر دو عامل ظرفیت و تغییرات سختی با دقت بسیار خوبی برآورد می شوند که این مطلب در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی تایید شده است.

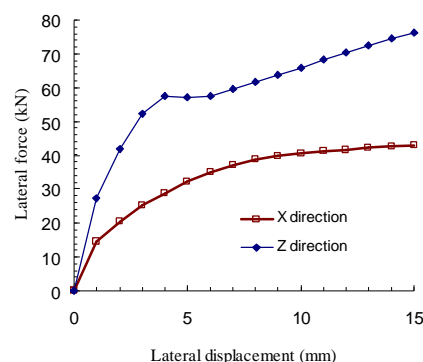


شکل 15: پاسخ تحلیل بارافزون قاب سه بعدی در دو جهت X و Z تحت شرایط مختلف اثر لغزش.

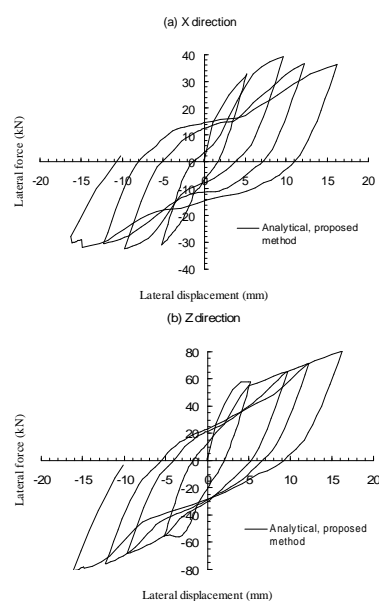


شکل 12: مشخصات هندسی قاب سه بعدی مورد بررسی و جهت اعمال بار تغییر مکانی روی آن.

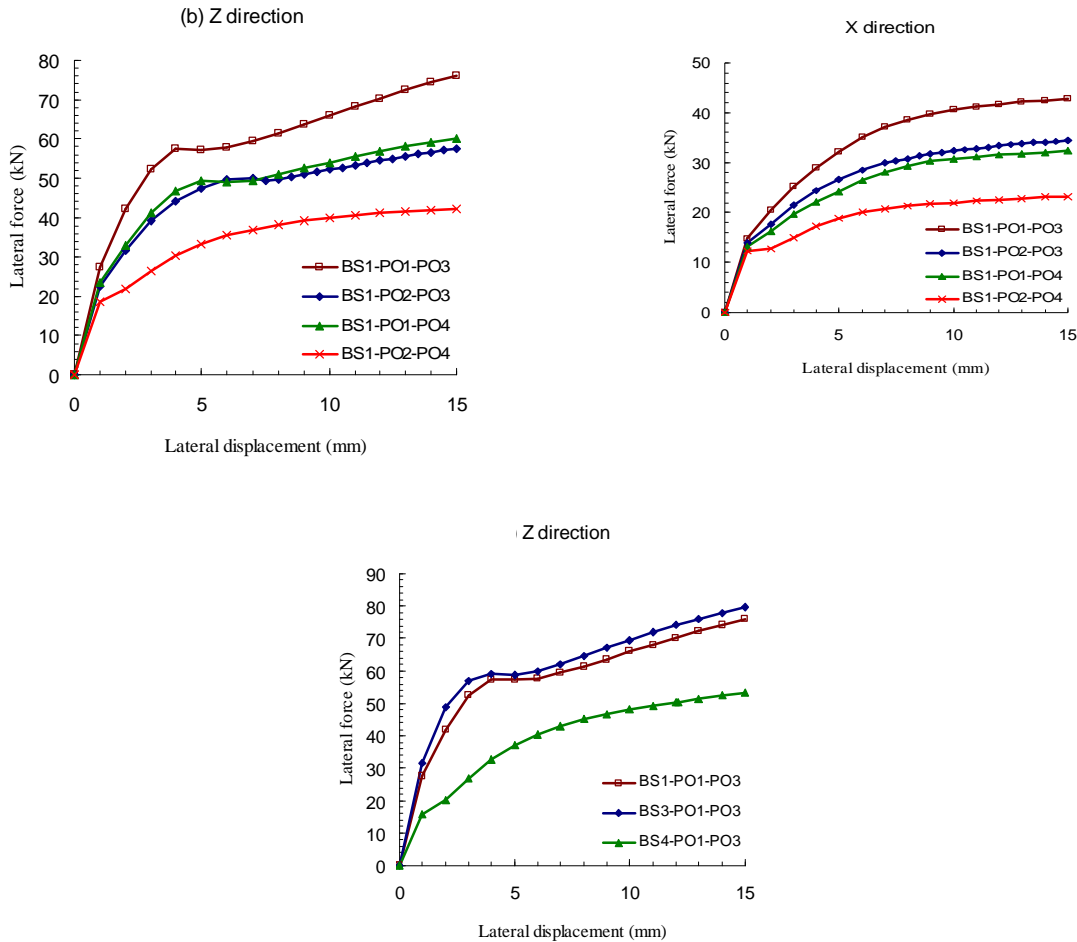
است که میزان جابجایی تراز سقف در هر لحظه در هر دو جهت مشابه باشد. از این نظر تاریخچه جابجایی تراز سقف در هر دو امتداد X و Z یکسان و مشابه شکل مقادیر مربوط به قاب دوبعدی در نظر گرفته شده است. علاوه بر تحلیل با بارگذاری تناوبی، تحلیل بار افزون نیز روی قاب انجام شده است.



شکل 13: پاسخ تحلیل بارافزون قاب سه بعدی در دو جهت X و Z .



شکل 14: پاسخ تحلیل با بارگذاری تناوبی قاب سه بعدی.



ادامه شکل 15: پاسخ تحلیل بارافزون قاب سه بعدی در دو جهت X و Z تحت شرایط مختلف اثر لغزش.

مراجع

- 1 - Saatcioglu M. (1991). "Modeling hysteretic force-deformation relationships for reinforced concrete elements." *ACI, SP 127-5*, PP. 153-198.
- 2 - Filippou, F. C., Ambrisi, A. and Issa, A. (1992). "Nonlinear static and dynamic analysis of reinforced concrete subassemblages." Report No. UCB/EERC-92/08, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- 3 - Spacone, E., Filippou, F. C. and Taucer, F. F. (1996). "Fibre beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames: part I." *Formulation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, PP. 711-725.
- 4 - Gergely, P. and Lutz, L.A. (1968). "Maximum crack width in reinforced concrete flexural members, causes, mechanism, and control of cracking in concrete." *ACI, SP-20*, Farmington Hills, Mich., PP. 87-117.
- 5 - Kent, D.C. and Park, R. (1971). "Flexural members with confined concrete." *ASCE, Journal of the structural Division*, Vol. 97, No. 7, PP.1969-1990.
- 6 - Scott, B.D., Park, R. and Priestley, M.J.N. (1982). "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates." *ACI*, Vol. 79, No. 1, PP. 13-27.
- 7 - Giuffre, A. and Pinto, P.E. (1970). "Il Comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensita." *giornale del genio civile*, Maggio.

- 8 - Menegoto, M. and Pinto, P. (1973). "Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending." *Symp. Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, IABSE reports, Vol. 13, Lisbon.
- 9 - Clough, R. W. and Johnson, S. B. (1966). "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements." *Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium*.
- 10 - Blarbi, A. and Hsu, T.T.C. (1994). "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete." *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 4, PP. 465-474.
- 11 - Kwak, H.G. and Kim, J.K. (2006). "Implementation of bond-slip effect in analyses of RC frames under cyclic loads using layered section method." *Journal of Engineering Structures*, Vol. 28, PP. 1715–1727.
- 12 - Limkatanyu, S. and Spacone, E. (2002). "Reinforced concrete frame element with bond interfaces." Part I: displacement-based, force-based, and mixed formulations. *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 3, PP. 346- 355
- 13 - Monti G. and Spacone E. (2000). "Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 6, PP. 654-661.
- 14 - Paz, M. and William, L. (2004). *Structural dynamics: theory and computations*. 5th edition, Kluwer academic pub..
- 15 - Taucer F. F., Spacone E. and Filippou F. C. (1991). "A fiber beam-column element for seismic response of reinforced structures." *report number UCB/EERC- 91/17, Earthquake engineering research center*.
- 16 - Park R, Kent DC, Sampton RA. (1972). "Reinforced concrete members with cyclic loading." *Journal of the structural division, ASCE*, Vol. 98, No. 7, PP. 1341–1360.
- 17 - Karsan, ID. and Jirsa, JO. (1969). "Behavior of concrete under compressive loading." *Journal of the Structural Division*, Vol. 95.
- 18 - Gilbert R. and Warner R. (1978). "Tension stiffening in reinforced concrete slabs." *Journal of the structural division, ASCE*, Vol. 104, No. ST12, PP. 1885-1900.
- 19 - Kwak HG. and Kim, SP. (2002). "Cyclic moment–curvature relation of an RC beam." *Magazines of Concrete Research*. Vol. 54, No. 6, PP. 435–47.
- 20 - Eligeliasen, R., Popov, E. and Bertero, V. (1983). "Local bond stress-slip relationship of deformed bars under generalized excitations." *Report No. UCBEERC-83/23. Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley*.
- 21 - Gan Y. (2000). "Bond stress and slip modeling in nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures." *A thesis submitted in conformity with the requirements for degree of master of applied science graduate, Department of Civil Engineering, University of Toronto*.
- 22 - Bathe K J. (1996). *Finite element procedures*. Prentice Hall int. pub. New Jersey.
- 23 - Limkatanyu, S. and Spacone, E. (2002). "Reinforced concrete frame element with bond interfaces." Part II: state determinations and numerical validation. *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 3, PP. 356- 364.
- 24 - Comitè Euro International du Béton. (1985). CEB Manual, "Cracking and deformations." CEB, Lausanne.
- Alin O. and Altin S. (2007). "An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames." *Journal of Engineering Structures*, Vol. 29, PP. 449–460.