بررسی تأثیر محصورشدگی بتن در رفتار غیرخطی دیوارهای برشی بتن‌آرمه بالدار

علی خیرالدین*[۱] و علیرضا مرتضایی[۲]

[۱]دانشيار گروه عمران - دانشكده مهندسي - دانشگاه سمنان

[۲]دانشجوي دكتري سازه - دانشكده مهندسي - دانشگاه سمنان

(تاريخ دريافت ۸۵/۱۰/۲۰ ، تاريخ دريافت روايت اصلاح شده ۸۶/۵/۱۳ , تاريخ تصويب ۸۶/۷/۷)

چکیده

ديوار برشي بالدار[۱]، يك سيستم مقاوم در برابر بارهاي جانبي بوده كه به دليل رفتار و مزاياي مناسب اعم از عملكرد مناسب در دو جهت متعامد، شكل‌پذيري زياد، قابليت جذب انرژي زياد و همچنين مقاومت و سختي زياد، كه منجر به كاهش اثرات مرتبه دوم و افزايش ضريب اطمينان سازه در مقابل فروريزي و كاهش درجه خرابي اعضاء غيرسازه‌اي مي‌شود، مورد توجه قرار گرفته است. هنگامي كه بتن در ناحيه فشاري يک ديوار برشي توسط آرماتورهاي عرضي محصور مي‌گردد، مقاومت و شكل‌پذيري ديوار افزايش مي‌يابد. با اين وجود، هيچ يک از روشهاي تحليلي موجود در آئين‌نامه‌ها اين اثر را در نظر نگرفته‌اند. از سوي ديگر، مقاطع بالدار استعداد بيشتري براي خردشدگي جان نسبت به ديوارهاي مستطيلي دارند. از آنجائي كه خردشدگي بتن به عنوان عامل محدودكننده عملكرد غيرالاستيك سازه‌اي مي‌باشد، در نتيجه با محصور نمودن بتن مي‌توان مقاومت خردشدگي جان را افزايش داد. لذا در اين مقاله يک مدل اجزاء محدود كه اثرات محصورشدگي بتن را در نظر مي‌گيرد، جهت تحليل غيرخطي سازه‌هاي بتن‌آرمه ارائه شده است. در اين مقاله تأثير محصورشدگي آرماتورهاي عرضي با منظور نمودن شاخص محصورشدگي پيشنهادي توسط كاپوس (Kappos) در منحني تنش- كرنش فشاري بتن در نظر گرفته شده است. به منظور بررسي توانايي و دقت مدل پيشنهادي، ديوارهاي برشي آزمايش‌شده توسط محققين تحت اثر بارمحوري ثابت و بار جانبي افزاينده يكنواخت مورد تحليل قرار گرفتند و نتايج تحليلي اعم از مدهاي شكست و منحني بار- تغييرمكان ديوارهاي تحليل‌شده انطباق خوبي با نتايج آزمايشگاهي دارند. به كمک مدل اجزاء محدود، مطالعه پارامتريک بر روي تاثير محصورشدگي بتن در مقاومت جانبي ديوارهاي برشي I شكل صورت گرفت. براساس نتايج تحليل مشخص گرديد كه تأثير محصورشدگي بتن در ديوارهاي برشي با نسبت ارتفاع به عرض بيشتر جان ديوار و هنگامي كه تحت تاثير بارهاي محوري بزرگتري قرار مي‌گيرند، حائز اهميت مي‌باشد.

واژه هاي كليدي: شكل‌پذيري - محصورشدگي بتن - سازه‌هاي بتن‌آرمه - تحليل اجزاء محدود - ديوارهاي برشي بالدار

مقدمه

ديوارهاي برشي از اعضاي اصلي در ساختمانهاي بتن‌آرمه بلند محسوب مي‌شوند كه به منظور مقابله با نيروهاي جانبي مورد استفاده قرار مي‌گيرند. لذا اين اعضاء بايد با دقت و به گونه‌اي طراحي شوند كه نه تنها مقاومت لازم را داشته باشند بلكه به منظور جلوگيري از شكست ترد تحت اثر بارهاي جانبي قوي خصوصاً در هنگام زلزله، از شكل‌پذيري بالايي برخوردار باشند. ديوارهاي برشي بالدار، سيستم مقاوم موثر در برابر بارهاي جانبي بوده كه به دليل رفتار و مزاياي مناسب اعم از عملكرد مناسب در دو جهت متعامد، شكل‌پذيري زياد، قابليت جذب انرژي زياد و همچنين مقاومت و سختي زياد، كه منجر به كاهش اثرات مرتبه دوم و افزايش ضريب اطمينان سازه در مقابل فروريزي و كاهش درجه خرابي اعضاء غيرسازه‌اي مي‌شود، مورد توجه قرار گرفته است[۱].

در طراحي يک ديوار برشي شكل‌پذير، تسليم آرماتورهاي خمشي در ناحيه مفصل پلاستيک كه معمولاً در پايين ديوار اتفاق مي‌افتد، مقاومت، تغييرشكل غيرالاستيک و ميزان اتلاف انرژي را كنترل مي‌نمايد[۲]. به بيان ديگر به منظور افزايش شكل‌پذيري، بتن موجود در ناحيه فشاري ديوار برشي نبايد قبل از تسليم آرماتورهاي خمشي خرد شود.

محصور نمودن بتن در قسمت پايين يک ديوار برشي به كمک آرماتورهاي عرضي، كرنش فشاري بتن را به طور قابل ملاحظه‌اي افزايش داده كه به موجب آن شكست فشاري بتن به تعويق مي‌افتد. اين امر به تشكيل مفصل پلاستيک در انتهاي ديوار قبل از انهدام كمک نموده و

* نويسنده مسئول : تلفن : ۳۳۲۳۰۸۸ – ۰۲۳۱ , فاكس : ۳۳۳۱۶۲۳ – ۰۲۳۱ , Email:akheirodin@semnan.ac.ir

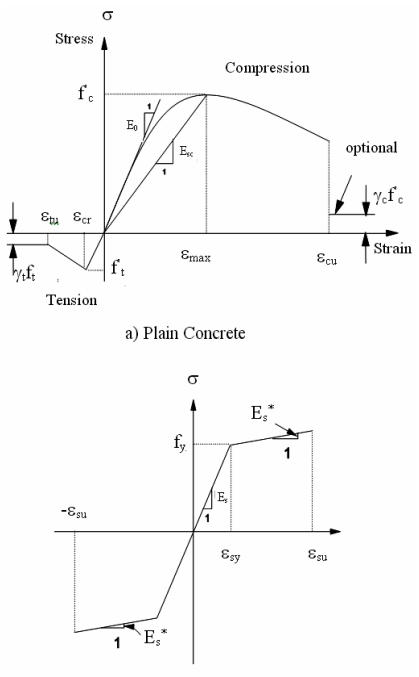
گسيختگي ديوار را به صورت يک رفتار شكل‌پذير تضمين مي‌نمايد. به همين دليل، آئين‌نامه بتن ايران (آبا)[٣] محصور نمودن المانهاي مرزي ديوارهاي برشي كه تحت بارگذاري لرزه‌اي قرار مي‌گيرند را توصيه نموده است.

مقاطع بالدار از آن دسته مقاطعي مي باشند كه استعداد بيشتري براي خردشدگي جان نسبت به ديوارهاي مستطيلي دارند. از آنجائي كه خردشدگي بتن به عنوان عامل محدودكننده عملكرد غيرالاستيك سازه‌اي مي‌باشد، در نتيجه با محصور نمودن بتن مي‌توان مقاومت خردشدگي جان را افزايش داد. اگر چه در حالت كلي اين موضوع، كه محصور نمودن بتن به كمک آرماتورهاي عرضي سبب افزايش مقاومت و شكل‌پذيري يک ديوار برشي مي‌گردد، پذيرفته شده است اما هيچ يک از روشهاي تحليلي موجود در آئين‌نامه‌هاي طراحي اين اثر را در نظر نگرفته‌اند. شايد اين مسئله به دليل مكانيزم شكست پيچيده ديوارهاي برشي و مدلهاي ساده شده بتن و فولاد در آئين‌نامه‌ها باشد. با اين وجود، به كمک روشهاي قدرتمند اجزاء محدود مي‌توان اثرات محصورشدگي بتن را در تحليل رفتار ديوارهاي برشي وارد نمود.

در بين روشهاي اجزاء محدود موجود براي تحليل سازه‌هاي بتن‌آرمه، اثر محصورشدگي به ندرت در نظر گرفته شده است. تاكنون فعاليتهاي تقريبا كمي جهت منظور نمودن اين اثر صورت گرفته است. لفاس و كوتسووس[۴] و كوتسووس و همكاران [۵] رفتار غيرخطي ديوارهاي سازه‌اي را به كمک يک برنامه اجزاء محدود غيرخطي كه شرايط تنش سه محوري بتن ناشي از محصورشدگي را در نظر مي‌گرفت، مورد بررسي قرار دادند. نتايج حاصل از تحليل نشان دادند در صورتي كه بتوان ناحيه فشاري ديوار را به كمک فولادهاي محصوركننده به طور مناسبي مقاوم نمود، مي‌توان مقاومت ديوار را افزايش داد. با اين وجود، از آنجايي كه مطالعات آنها در مرحله نرم‌شوندگي كرنش بتن[٢] انجام گرفته نشده بود، اثر محصورشدگي بتن برروي شكل‌پذيري ديوار مورد مطالعه قرار نگرفت. وكيو[۶] يک مدل اجزاء محدود غيرخطي ارائه نمود كه در آن به كمک تنش محصورشدگي كه به صورت جانبي وارد مي‌شد اثر محصورشدگي فولادهاي عرضي منظور مي‌گرديد. با اين وجود، برطبق گفته وكيو اين مدل فقط به طور آزمايشي و براي مطالعات و بررسيهاي ابتدايي ارائه گرديد و نبايد به عنوان يک مدل پيشنهادي در نظر گرفته شود. ليو و فاستر[۷] نيز اثرات محصورشدگي بتن را به كمک مدل اجزاء محدود بر روي مقاومت و شكل‌پذيري ستونها مطالعه نمودند. دراين مقاله جهت درنظر گرفتن اثر محصورشدگي بتن، مدلي براي سازه‌هاي بتن‌آرمه پيشنهاد شده كه به كمک آن يک روند تحليل اجزاء محدود توسعه داده شده است. به منظور بررسي و تاييد توانايي و دقت مدل پيشنهادي، اين روند براي مدلهاي ديوار برشي كه بوسيله ديگران آزمايش شده بود، بكار رفت. همچنين جهت مطالعه اثر محصورشدگي بتن بر رفتار نهايي بتن و شكل‌پذيري مدلهاي تحليل شده، آناليز تا مرحله نرم شوندگي كرنش بتن توسعه داده شد. در پايان، يک مطالعه پارامتريک برروي مقاومت و شكل‌پذيري ديوارهاي برشي بالدار نيز انجام شد.

معرفي برنامه غيرخطي المان محدود لايه اي

جهت تحليل از برنامه غيرخطي المان محدود لايه‌اي به نام NONLACS2 (Nonlinear Analysis of Concrete and steel structure) استفاده شده است[٨]. اين برنامه قابليت آناليز غيرخطي سازه‌هاي بتن‌مسلح، بتن غيرمسلح، بتن پيش‌تنيده، فولادي و مركب را دارا مي‌باشد و مي‌تواند براي بتن‌هاي معمولي و مقاومت بالا مورد استفاده قرار بگيرد. اثرات وابسته به زمان مانند خزش و جمع شدگي نيز در اين برنامه در نظر گرفته مي شود.



شكل ١: منحني‌هاي تنش-كرنش تك محوري.

خواص بتن

بتن به سبب تركهاي ريز پيش‌رونده‌اي كه در سطح تماس بين سنگدانه‌ها و ملات سيمان (ناحيه انتقال) به وجود مي‌آيد، تحت اثر شرايط و تركيب‌هاي مختلف بارگذاري، متفاوت رفتار مي‌كند. رشد اين تركها تحت اثر بارهاي وارده، سبب رفتار غيرخطي بتن مي‌شود. همانطوريكه در شكل (۱-الف) نشان داده شده، منحني تنش-كرنش تك محوري بتن غيرمحصور، از دو بخش تشكيل شده است.

شاخه صعودي منحني تا مقاومت فشاري حداكثر كه به كمك معادله پيشنهادي ساينز[۹] تعريف مي‌شود:

$$\sigma = \frac{E_0 \varepsilon}{1 + \left(\frac{E_0}{E_{sc}} - 2\right)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{max}}\right) + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{max}}\right)^2} \quad (۱)$$

كه E_0 مدول الاستيسيته اوليه بتن، E_{SC} مدول سكانت بتن در تنش حداكثر، σ تنش، ε كرنش و ε_{max} مقدار كرنش در تنش حداكثر مي‌باشد. شاخه نزولي يا نرم‌شوندگي كرنش به كمك مدل اسميت و يانگ [۱۰] تعريف مي‌شود:

$$\sigma = \sigma_c \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{max}}\right) \exp\left(1 - \varepsilon / \varepsilon_{max}\right) \quad (۲)$$

كه σ_c مقاومت فشاري بتن مي‌باشد. براي بتني كه به صورت تك‌محوري بارگذاري شده، σ_c برابر f'_c است.

براي تحليل بيشتر مسائل تنش مسطح، فرض مي شود بتن مانند يك ماده ارتوتروپيك با تنش كاهش يافته عمل نمايد. در اين مطالعه رابطه پيشنهادي توسط داروين و پكنالد [۱۱] براي مدل نمودن بتن به كمك مدل ترك‌خوردگي گسترده استفاده مي‌شود. ماتريس مواد، D، به صورت زير تعريف مي شود:

$$D = \frac{1}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1 E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1 E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{4}(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 E_2}) \end{bmatrix} \quad (۳)$$

كه در آن، E_1 و E_2 مدول مماسي در دو راستاي عمود بر هم ماده بوده و ν ضريب پواسون مي‌باشد. راستاهاي عمود بر هم ماده (راستاهاي تنش دومحوري)، منطبق بر راستاهاي تنش اصلي براي بتن ترك نخورده بوده و اين راستاها موازي و عمود بر ترك‌ها در بتن ترك‌خورده مي‌باشند. نظريه "كرنش تك‌محوري معادل" كه به وسيله داروين و پكنالد[۱۱] توسعه داده شد، به منظور مرتبط ساختن تنش و كرنش افزايشي در راستاهاي اصلي استفاده مي‌شود. بنابراين منحني‌هاي تنش-كرنش مشابه منحني‌هاي تنش-كرنش تك‌محوري را مي‌توان جهت فرمول‌بندي منحني‌هاي تنش-كرنش مورد نياز در هر جهت اصلي به كار برد.

مقاومت بتن،σ_c، و مقادير E_1 ، E_2 و ν توابعي از سطح تنش و تركيبات تنش مي‌باشند. مقاومت بتن زماني كه تحت اثر تنشهاي دومحوري قرار مي‌گيرد با استفاده از پوش شكست پيشنهادي توسط كويفر [۱۲] محاسبه مي‌شود. مقادير E_1 و E_2 براي يك نسبت تنش داده شده ($\alpha=\sigma_1/\sigma_2$) به ترتيب بر اساس شيب منحني‌هاي σ_1- ε_1 و σ_2- ε_2 بدست مي‌آيد. به منظور جلوگيري از مشكلات عددي مرتبط با مقادير صفر و منفي E_i، براي شاخه‌هاي نزولي هر دو منحني تنش-كرنش فشاري و كششي، E_i برابر يك مقدار بسيار كوچك منظور مي‌گردد. هنگامي كه كرنش فشاري معادل در راستاهاي اصلي بيشتر از كرنش فشاري نهايي بتن،ε_{cu}، شود، فرض مي‌شود بتن خرد شده است. براي تعيين كرنش فشاري نهايي،ε_{cu}، دو مدل براي بتن معمولي و بتن مقاومت بالاي غيرمحصور(پاستور [۱۳]) در برنامه بكار مي‌رود.

براي جلوگيري از مشكلات عددي بعد از خردشدگي ($\varepsilon>\varepsilon_{cu}$) و ترك خوردگي بتن ($\varepsilon>\varepsilon_{tu}$) يك مقدار بسيار كوچكي از تنش كششي و فشاري به صورت ضريبي از مقاومت بتن، $\gamma_c f'_c$ و $\gamma_t f'_t$ ، اختصاص داده مي شود (شكل ۱- الف)، كه متغيرهاي γ_c و γ_t به ترتيب ضرايب مقاومت فشاري و كششي باقيمانده مي باشند.

روشهاي مدل نمودن ترك

ترك‌خوردگي بتن يكي از مهمترين ابعاد رفتار غيرخطي مادي بتن مي‌باشد. تركها علاوه بر كاهش سختي سازه، سبب بازتوزيع تنشها به آرماتورهاي فولادي و افزايش تنش پيوستگي در سطح تماس بتن و فولاد مي شوند. ترك‌خوردگي بتن با استفاده از مدل ترك‌خوردگي گسترده ايده‌آل‌سازي شده و فرض مي‌شود زماني اتفاق افتد كه تنش كششي اصلي در نقاط انتگرالگيري گوس از مقاومت كششي بتن بيشتر شود. بعد از ترك‌خوردگي،

محورهاي عمود بر هم، موازي و عمود بر راستاي ترك قرار مي‌گيرند. مدول ارتجاعي عمود بر راستاي ترك به يك مقدار بسيار كوچكي نزديك به صفر كاهش يافته و اثر پواسون صرف‌نظر مي‌شود. اثر ترك با اصلاح ماتريس [D] در سطح المان پخش مي‌شود. اگر σ_1 از مقاومت كششي بتن، f_t' ، بيشتر شود، ماتريس سختي مواد به صورت زير تعريف مي‌شود (يك ترك باز شده است):

$$[D]=\begin{bmatrix}0 & 0 & 0\\ 0 & E_2 & 0\\ 0 & 0 & \beta G\end{bmatrix} \qquad 0<\beta\le 1.0$$

(۴)

زمانيكه يك ترك شكل مي‌گيرد، به راستاهاي اصلي اجازه دوران داده نمي‌شود و ترك دوم زماني شكل مي‌گيرد كه $\sigma_2 > f_t'$ ، (در يك راستاي عمود بر ترك اول). سپس

$$[D]=\begin{bmatrix}0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & \beta G\end{bmatrix} \qquad 0<\beta\le 1.0$$

(۵)

ضريب تجديد بار برشي،β، با يك مقدار كمتر از واحد، به منظور جلوگيري از مشكلات عددي كه ممكن است در كاهش مدول‌برشي به صفر پيش آيد، مورد استفاده قرار مي‌گيرد و مهمتر از آن اينكه بتن ترك‌خورده به سبب "قفل و بست سنگدانه‌ها"[۳] و" اثر زبانه‌اي"[٤] هنوز هم مي تواند نيروهاي برشي را منتقل نمايد. به سبب پيوستگي بين بتن و فولاد، بازتوزيع تنش كششي از بتن به فولاد اتفاق مي‌افتد. در حقيقت، بتن قادر است بين تركها و دو راستاي عمود بر ترك، كشش تحمل كند، كه اين پديده به نام سخت‌شدگي‌كششي[۵] ناميده مي‌شود. اثر سخت‌شدگي‌كششي به ترتيب با فرض شاخه‌هاي صعودي و نزولي منحني تنش-كرنش كششي بتن در ε_{cr} و ε_{tu} ايده‌آل‌سازي مي‌شود. براي تعيين يك مقدار مناسب براي كرنش كششي نهايي بتن،ε_{tu}، و جلوگيري از وابستگي نتايج به نحوه مش بندي المان محدود، شايانفر و همكاران[١٤] فرمول ساده زير را پيشنهاد دادند:

$$\varepsilon_{tu} = 0.004\ e^{-0.008\ h} \qquad (\ \varepsilon_{tu} \ge \varepsilon_{cr})$$

(۶)

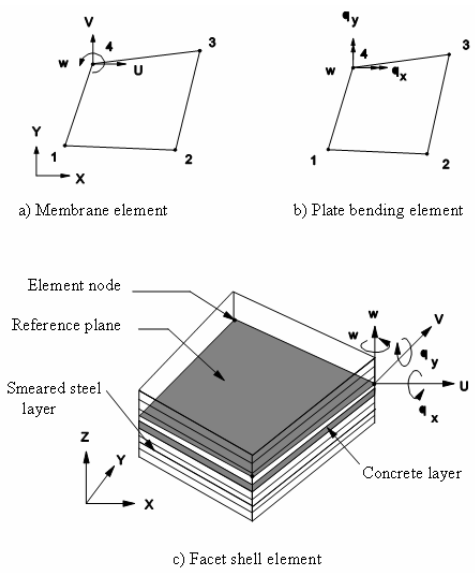
كه h، عرض المان به mm و ε_{cr} كرنش ترك‌خوردگي بتن مي‌باشد. به منظور جلوگيري از پديده اثر اندازه المان، هر دو مدل پيشنهادي و مدل باند ترك، بر اساس مكانيزم شكست، كه به وسيله باژانت و او [١٥] پيشنهاد شد در برنامه NONLACS2 پذيرفته شده است.

خصوصيات آرماتورهاي فولادي

آرماتورهاي فولادي، همانطوري كه در شكل (١- ب) نشان داده شده، مانند يك ماده الاستيك با سخت‌شوندگي‌كرنش مدل مي‌شوند. آرماتورهاي فولادي را مي‌توان هم به صورت مجزا و هم به صورت گسترده مدل نمود. در هر دو حالت پيوستگي كامل بين فولاد و بتن فرض مي شود.

فرمول بندي المان محدود

كتابخانه المانها شامل المانهاي غشايي مسطح، المانهاي خمشي مسطح، المانهاي يك‌بعدي، برشگير، المانهاي مرزي فنري و المانهاي پوسته‌اي چندضلعي كه تركيبي از المانهاي غشايي مسطح و خمشي مسطح است، مي‌باشد. شكل (٢) تعدادي از اين المانها را به همراه درجات آزاديشان نمايش مي‌دهد. المانهاي تك‌بعدي دوگره‌اي با سه درجه آزادي در هر گره به منظور مدل نمودن المانهاي خرپايي تك محوري، غلافهاي پيش‌تنيده غيرپيوسته و برشگيرها بكار مي‌رود. برنامه از روش المان محدود لايه‌اي استفاده مي‌كند.



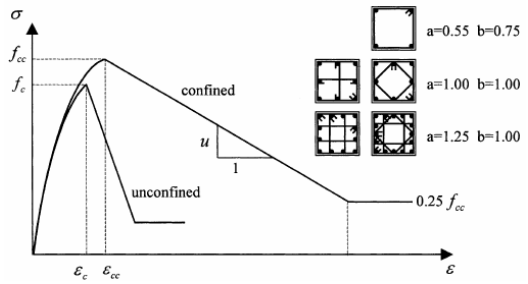
شكل٢: تعدادي از المانهاي موجود در برنامه NONLACS2.

در اين روش، سازه به تعدادي المانهاي مسطح نازك با ضخامت ثابت تقسيم شده كه اين المانها خود از چندين لايه فرضي، همانطوريكه در شكل (٢-ج) نمايش داده شده،

تشكيل شده‌اند. يك لايه مي‌تواند بتن، آرماتور فولادي پخش شده يا يك صفحه فولادي پيوسته باشد. تعداد لايه‌ها بستگي به رفتار سازه مورد بررسي دارد. هر لايه در حالت تنش مسطح و به صورت ترك‌نخورده، تقريبا ترك‌خورده، كاملا ترك‌خورده، جاري‌نشده، جاري‌شده و خردشده، بسته به شرايط تنش يا كرنش، تقسيم مي‌شود.

مدل پيشنهادي براي بتن محصورشده

آزمايشات زيادي توسط محققين مختلف[۱۶-۱۹] انجام گرديد كه همگي آنها موید اين مسئله بود كه محصورشدگي به كمک فولادهاي عرضي، مقاومت و شكل‌پذيري را به طور قابل ملاحظه‌اي افزايش مي‌دهد. براساس نتايج و آزمايشات مختلف، كاپوس [۲۰] رابطه تنش-كرنشي را براي بتن محصور ارائه داد كه در شكل (۳) نشان داده شده است.



شكل۳ : منحني تنش-كرنش پيشنهادي توسط كاپوس براي بتن محصور .

برطبق مدل پيشنهادي كاپوس، محصورشدگي ناشي از فولادهاي عرضي، مقاومت فشاري بتن را به كمک يک ضريب k (معادله ۷) افزايش داده و كرنش متناظر با تنش فشاري ماكزيمم با ضريب K^2 (معادله ۸) افزايش مي يابد.

$$f_{cc} = k.f_c$$

(۷)

$$\varepsilon_{cc} = k^2.\varepsilon_c$$

(۸)

كه در آن، f_c و f_{cc} به ترتيب مقاومت فشاري بتن غيرمحصور و محصور بوده و ε_c و ε_{cc} به ترتيب مقادير كرنش در تنش فشاري ماكزيمم بتن غيرمحصور و محصور و K شاخص محصورشدگي مي باشد. مقدار K اساساً وابسته به نسبت حجمي فولادهاي عرضي، ρ_w، مقاومت تسليم فولادهاي عرضي، f_y ، و مقاومت فشاري بتن غيرمحصور، f_c ، دارد. لذا ضريب K به صورت زير تعريف مي گردد:

$$k = 1 + a(\rho_w \frac{fy}{f_c})^b$$

(۹)

كه نسبتهاي تجربي a و b توابعي از مقدار فولاد عرضي بوده كه در شكل (۳) آورده شده است. كاپوس براي مدل نمودن شاخه صعودي منحني تنش- كرنش از يک منحني سهمي استفاده نمود. با اين وجود نويسندگان از معادله ساينز[۹] بجاي معادله پيشنهادي كاپوس استفاده كردند. درخصوص شاخه نزولي، كاپوس از يک خط راست استفاده نمود كه با نرخ u در هر واحد كرنش كاهش مي‌يافت كه مقدار u به قرار زير مي‌باشد:

$$u = \frac{0.5 f_{cc}}{0.75\rho_w\sqrt{b_c / S_w} + \frac{3 + 0.29 f_c / k}{145 f_c / k - 1000} - \varepsilon_{cc}}$$

(۱۰)

در آن b_c عرض هسته بتن محصور و S_w فاصله فولادهاي محصورکننده مي‌باشد.

در اين مقاله، اثر محصورشدگي بتن بر منحني تنش- كرنش با استفاده از شاخص محصورشدگي كاپوس در منحني $\sigma_2 - \varepsilon_2$ در نظر گرفته شده است. براي شاخه صعودي منحني $\sigma_2 - \varepsilon_2$، مقادير σ_2^* و ε_2^* كه به ترتيب با ضرب نمودن مقادير k^2, k افزايش داده شده بودند بكار رفت. براي شاخه نزولي، يک خط مستقيم كه با نرخ u در هر واحد كرنش (معادله ۱۰) كاهش مي‌يافت استفاده گرديد. اما مقادير f_{cc} وε_{cc} با مقادير تنش ماكزيمم اصلاحي و كرنش متناظر با آن جايگزين شدند (يعني k برابر مقدار اوليه σ_2^* و k^2 برابر مقدار اوليه ε_2^*). فرض شد كه محصورشدگي ناشي از فولاد عرضي هيچ تأثيري بر شكست بتن در كشش ندارد، بنابراين هيچ اصلاحي در منحني $\sigma_1 - \varepsilon_1$ صورت نگرفت.

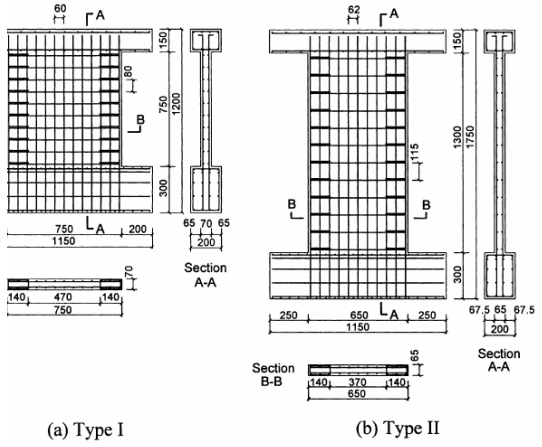
تحليل مدلهاي ديوار آزمايش‌شده توسط ديگران

ديوارهاي برشي آزمايش‌شده توسط لفاس و همكاران

به منظور بررسي قابليت كاربرد و دقت مدل اجزاء محدود توسعه داده شده، مدلهاي ديوار برشي آزمايش‌شده در مقياس واقعي بوسيله لفاس و همكاران [۲۱] مورد تحليل قرار گرفت و نتايج تحليلي با نتايج آزمايشگاهي

مقايسه گرديد. كلاً سيزده مدل ديوار برشي به منظور بررسي مقاومت، مشخصه‌هاي تغييرشكل و مكانيزم شكست تحت اثر بارگذاري‌هاي افقي و قائم آزمايش شدند. مدلها بر دو گونه بودند: نوع اول ديوارهايي بودند به ابعاد ۷۵۰ ميليمتر ارتفاع × ۷۵۰ ميليمتر عرض × ۷۰ ميليمتر ضخامت (نسبت ارتفاع به عرض=۱) و نوع دوم ديوارهايي بودند به ابعاد ۱۳۰۰ ميليمتر ارتفاع ×۶۵۰ ميليمتر عرض × ۶۵ ميليمتر ضخامت (نسبت ارتفاع به عرض=۲). از هر نوع ديوار، سه مدل با طراحي مشابه اما بارهاي قائم متفاوت براي تحليل انتخاب شدند. يعني SW16, SW15, SW14 در نوع اول و SW23, SW22, SW21 در نوع دوم. شكل (۴) ابعاد و جزئيات آرماتورگذاري اين دو نمونه را نمايش مي دهد.

فولادهاي قائم و افقي، آرماتورهاي مقاومت بالا با قطر ۸ و ۶/۲۵ ميليمتر بودند. فولادهاي محصورکننده به شكل تنگهاي بسته و آرماتورهايي با قطر ۴ ميليمتر بودند كه در گوشه‌هاي ديوار عرضي برابر ۱۴۰ ميليمتر را پوشش داده بودند. مقاومتهاي تسليم و نهايي آرماتورهاي مورد استفاده، در جدول (۱) و مقاومت نمونه مكعبي بتن در روز آزمايش براي ۶ نمونه تحليل شده در ستون دوم از جدول (۲) آورده شده است. با فرض اينكه مقاومت فشاري بتن غيرمحصور برابر ۸۵ درصد مقاومت نمونه استوانه‌اي است، شاخص محصورکنندگي، K ، بتن محصور در ستونها با استفاده از معادله ۹ ارزيابي شده كه نتايج در ستون سوم از جدول (۲) ارائه گرديده است. جزئيات بيشتر در خصوص مدلها را مي‌توان در مقاله تأليف شده توسط لفاس و همكاران [۲۱] بدست آورد.



شكل۴: ابعاد و جزئيات آرماتورگذاري ديوارهاي برشي[۲۱].

جدول ۱: خصوصيات آرماتورهاي فولادي مورد استفاده/

نوع فولاد	قطر ارماتور	مقاومت تسليم (MPa)	مقاومت نهايي (MPa)
فولاد قائم	۸	۴۷۰	۵۶۵
فولاد افقي	۶/۲۵	۵۲۰	۶۱۰
فولاد محصورکننده	۴	۴۲۰	۴۹۰

جدول ۲: مقاومت نمونه مكعبي بتن و شاخص محصور كنندگي.

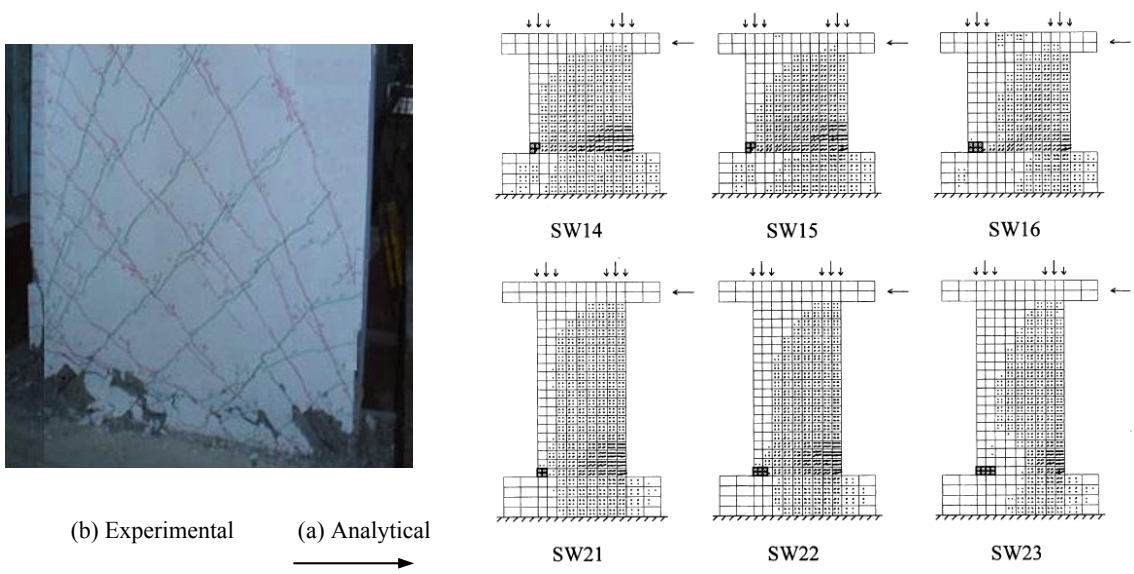
شماره مدل	مقاومت نمونه مكعبي (MPa)	شاخص محصورکنندگي (k)
Sw14	۴۲/۱	۱/۱۳
Sw15	۴۳/۳	۱/۱۲
Sw16	۵۱/۷	۱/۱۱
Sw21	۴۲/۸	۱/۱۰
Sw22	۵۰/۶	۱/۰۹
Sw23	۴۷/۸	۱/۰۹

هر مدل ديوار تحت تركيب بار قائم ثابت و بار افقي افزاينده يكنوا قرار گرفت. بار قائم وارد به هر مدل برابر صفر، ۰/۱ و ۰/۲ برابر ظرفيت باربري قائم هر مدل بود كه از ۸۵ درصد مقاومت فشاري نمونه مكعبي بتن ضربدر سطح مقطع ديوار بدست آمد. اين سطوح از بار قائم را مي‌توان به عنوان نماينده‌اي از ميزان بار محوري در پايين ديوار ساختمانهاي يک طبقه، متوسط‌مرتبه و بلندمرتبه به حساب آورد. بعد از آنكه كل بار قائم به ديوار وارد شد، بار افقي افزاينده به طور تدريجي تا مرحله شكست از طريق تير فوقاني به ديوار وارد شد. بار قائم نرمالايزشده (نسبت بار قائم وارده به ظرفيت باربري قائم سازه) و نتايج آزمايش براي حداكثر بار افقي وارده و تغيير مكانهاي افقي متناظر با آن در جدول (۳) آورده شده است.

جدول ۳: بارهای افقی و قائم وارد به دیوارهای آزمایش‌شده توسط لفاس و همکاران.

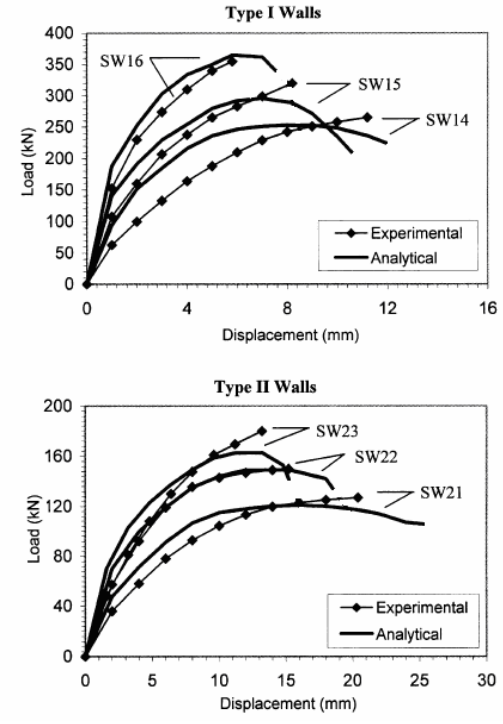
نام مدل	بار قائم		بار / تغییر مکان افقی	
	بار قائم وارده (kN)	بار قائم نرمالایز شده*	حداکثر بار افقی (kN)	تغییر مکان در بار افقی حداکثر (mm)
SW14	۰	۰	۲۶۵	۱۱/۲۱
SW15	۱۸۵	۰/۱	۳۲۰	۸/۰۵
SW16	۴۶۰	۰/۲	۳۵۵	۵/۷۸
SW21	۰	۰	۱۲۷	۲۰/۶۱
SW22	۱۸۲	۰/۱	۱۵۰	۱۵/۳۰
SW23	۳۴۳	۰/۲	۱۸۰	۱۳/۱۹

* بار قائم نرمالایز شده، نسبت بار قائم وارده به ظرفیت باربری قائم سازه می‌باشد.



شكل۵ : مدهاي شكست و الگوي ترك خوردگي ديوارهاي برشي، (الف) تحليلي، (ب) آزمايشگاهي نمونه SW14.

مش‌بندي اجزاء محدود مورد استفاده براي تحليل در شكل (۵) ارائه شده كه در آن مدهاي شكست و الگوي ترك خوردگي ديوارها در بار حداكثر نيز نمايش داده شده است. در اين شكل طول هر خط نماينده يک ترک بوده كه متناسب با كرنش كششي متوسط بتن ترک‌خورده در آن نقطه مي‌باشد، درحاليكه ناحيه خط‌چين‌شده نشان‌دهنده نواحي با شكست فشاري مي‌باشند. اگرچه الگوي ترک‌خوردگي در شكل (۵) به صورت پخش‌شده[۶] مي‌باشد، اما مشاهده مي‌شود كه الگوي ترک‌خوردگي كلي مدلهاي ديوار انطباق خوبي با مشاهدات آزمايشگاهي لفاس و همكاران [۲۱] دارد. در شكل (۶)، نتايج تحليلي به صورت منحني‌هاي بار- تغييرمكان افقي با داده‌هاي آزمايشگاهي مقايسه شده است. اين نتايج به همراه نتايج ارائه شده در جدول (۳)، نشان مي‌دهد كه پاسخ تغييرشكل جانبي ديوارها اساساً غيرخطي مي‌باشد. مقايسه مقاومت جانبي و شكل‌پذيري ۶ ديوار تحليل‌شده نشان مي‌دهد كه بارهاي محوري وارد به ديوار سبب افزايش مقاومت جانبي ديوارها شده اما از سوي ديگر، اين بارها سبب كاهش شكل‌پذيري جانبي ديوارها مي‌شوند. همچنين از شكل (۶) مشاهده مي‌شود كه پاسخ بار- تغييرمكان جانبي ديوارها كه براساس تحليل اجزاء محدود بدست آمده، انطباق خوبي با نتايج آزمايشگاهي دارد. با اين وجود، نتايج تحليلي سختي جانبي اوليه بيشتري نسبت به مقادير آزمايشگاهي دارند. اين اختلاف شايد به دليل انعطاف‌پذيري فونداسيون مدل آزمايشگاهي ديوارها باشد، زيرا به دليل عدم ارائه جزئيات كامل، در تحليل وارد نشده است. لفاس و همكاران [۲۱] مشاهده كردند كه شكست مدلهاي ديوار اغلب همراه با لغزش قائم بتن در ناحيه فشاري ديوار مي‌باشد. از آنجايي كه ناحيه فشاري نقش مهمي در مقاومت برشي ديوار باز مي‌كند لذا شكست زود هنگام آن به سبب لغزش منجر به مقاومت جانبي نسبتاً پايين ديوار مي شود.

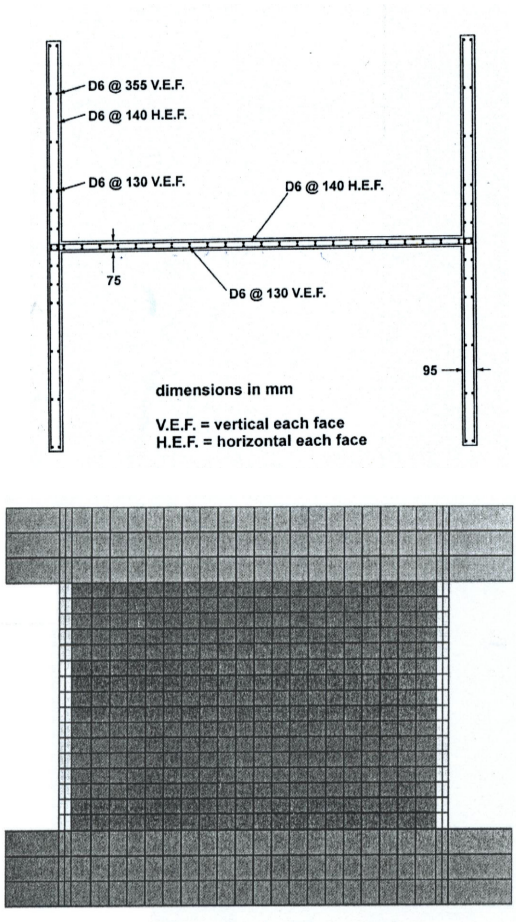


شكل۶: منحني‌هاي بار-تغييرمكان افقي ديوارهاي برشي.

لغزش قائم بتن در ناحيه فشاري نشان‌دهنده انبساط جانبي قابل ملاحظه به سبب اثرات پواسون مي‌باشد. محدود نمودن انبساط جانبي به كمك فولاد محصوركننده، شكست ناشي از لغزش بتن را به تأخير انداخته و يا حتي از آن جلوگيري مي‌كند. همچنين اين امر سبب ايجاد تنشهاي محصوركنندگي شده كه خود باعث افزايش مقاومت فشاري بتن مي‌شود.

ديوار I شكل آزمايش‌شده توسط وكيو و پالرمو

يك ديوار برشي I شكل كه تحت بارهاي ثقلي و جانبي قرار داشته و توسط وكيو و پالرمو [٢٢] در سال ٢٠٠٢ در آزمايشگاه مورد آزمايش قرار گرفت، مجددا با روش المان محدود با ٥٤٠ المان بررسي گرديد(شكل ٧).



شكل ٧: هندسه، فولاد گذاري و نحوه المان بندي ديوار برشي I شكل[٢٢].

نمونه با يك دال سخت در بالا (٦٤٠×٤٠٠٠×٤٤١٥ ميليمتر) كه عمل پخش بارهاي افقي و عمودي را انجام مي داد و يك دال سخت در پايين (٦٢٠×٤٠٠٠×٤٤١٥ ميليمتر) كه به كف قوي آزمايشگاه همچون يك فونداسيون صلب متصل بود، ساخته شد. دالها با آرماتوريي به قطر ٣٠ ميليمتر كه به فاصله ٣٥٠ ميليمتر در هر جهت و در لايه بالا و پايين قرار گرفتند، مسلح شدند. جان ديوار به طول ٢٨٨٥ ميليمتر، ارتفاع ٢٠٢٠ ميليمتر و ضخامت ٧٥ ميليمتر بوده و با آرماتورهاي به قطر ٧ ميليمتر كه به فواصل ١٤٠ ميليمتر به طور افقي و ١٣٠ ميليمتر به طور قائم در دو لايه موازي قرار گرفته اند، مسلح شده است.

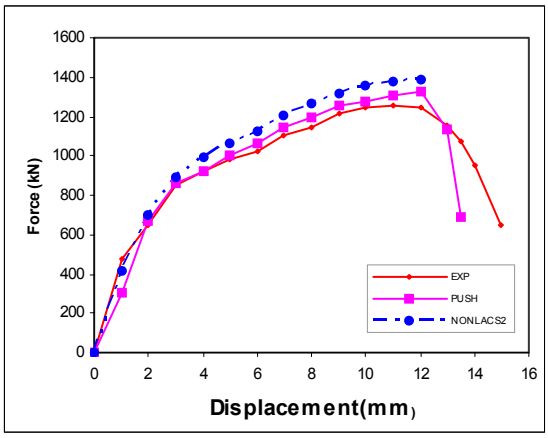
دو بال ديوار داراي ٣٠٤٥ ميليمتر طول، ٢٠٢٠ ميليمتر ارتفاع و ١٠٠ ميليمتر ضخامت مي‌باشند. بالها همچنين با آرماتورهاي D6 (قطر ٧ ميليمتر) مسلح شدند كه با فواصل ١٤٠ ميليمتر به طور افقي و ١٣٠ ميليمتر به طور قائم نزديك جان و ٣٥٥ ميليمتر نزديك به گوشه هاي بال قرار گرفته‌اند. مشخصات مدل در جدول (٤) آورده شده است.

جدول٤: مشخصات ديوار برشي I شكل آزمايش شده توسط وكيو و پالرمو[٢٢]

كرنش حد تسليم آرماتور	مقاومت نهايي آرماتور(MPa)	مقاومت تسليم آرماتور(MPa)	مقاومت نمونه استوانه‌اي(MPa)
٠/٠٠٣١٨	٦٥٢	٦٠٥	٢١/٧

منحني بار- تغييرمكان براي اين ديوار در دو حالت كامپيوتري و آزمايشگاهي در شكل (٨) با هم مقايسه شده‌اند. در اين شكل نتايج آزمايشگاهي به همراه نتيجه تحليل كامپيوتري ديوار توسط وكيو و پالرمو و همچنين نتيجه تحليل كامپيوتري توسط برنامه NONLACS2 آورده شده است. همانطوريكه ديده مي‌شود برنامه NONLACS2 از دقت بالايي برخوردار است. به عنوان مثال بار نهايي در حالت آزمايشگاهي ١٢٩٨ كيلونيوتن مي باشد، در حاليكه بار نهايي در حالت كامپيوتري توسط وكيو و پالرمو برابر ١٣٦٩ كيلو نيوتن و توسط برنامه NONLACS2 برابر ١٣٩٠ كيلو نيوتن بوده كه حاكي از حدود ١/٥ درصد خطا نسبت به نتيجه تحليل كامپيوتري و ٦/٦ درصد خطا نسبت به نتيجه آزمايشگاهي مي‌باشد.

يک مطالعه پارامتريک بر روي اثر محصور شدگي بتن در رفتار ديوارهاي برشي انجام شده كه در بخش زير آورده شده است.



شكل۸: مقايسه منحني نيرو- تغييرمكان در دو حالت آزمايشگاهي و كامپيوتري.

مطالعه پارامتريک بر روي اثر محصورشدگي بتن در ديوارهاي برشي I شكل

به منظور ارزيابي تاثير محصورشدگي بتن بر مقاومت جانبي ديوارهاي برشي I شكل، ۱۲ ديوار با استفاده از مقدار مختلف فولادهاي محصورکننده تحليل شدند. نوع اول، ديوارهاي I شكلي بودند كه جان آنها به ابعاد ۲۵۰۰ ميليمتر طول × ۲۵۰۰ ميليمتر ارتفاع × ۷۵ ميليمتر ضخامت (نسبت ارتفاع به طول=۱) و دو بال ديوار به ابعاد ۳۰۰۰ ميليمتر طول × ۲۵۰۰ ميليمتر ارتفاع × ۱۰۰ ميليمتر ضخامت بودند (SW6,SW5,SW4,SW3,SW2,SW1). نوع دوم، ديوارهاي I شكلي بودند كه جان آنها به ابعاد ۲۰۰۰ ميليمتر طول × ۴۰۰۰ ميليمتر ارتفاع × ۷۰ ميليمتر ضخامت (نسبت ارتفاع به طول=۲) و دو بال ديوار به ابعاد ۳۰۰۰ ميليمتر طول × ۴۰۰۰ ميليمتر ارتفاع × ۱۰۰ ميليمتر ضخامت بودند (SW12,SW11,SW10,SW9,SW8,SW7). جان ديوارها با آرماتورهاي به قطر ۷ ميليمتر كه به فواصل ۱۴۰ ميليمتر به طور افقي و ۱۳۰ ميليمتر به طور قائم در دو لايه موازي قرار گرفته اند، مسلح شده و بالها نيز با آرماتورهاي به قطر ۷ ميليمتر مسلح شده‌اند كه با فواصل ۱۴۰ ميليمتر به طور افقي و ۱۳۰ ميليمتر به طور قائم نزديك جان و ۳۵۵ ميليمتر نزديك به گوشه هاي بال قرار گرفته‌اند. ۳ شرط محصورکنندگي متفاوت مورد مطالعه قرار گرفت: (۱) بدون فولادهاي محصورکننده، (۲) مشابه فولادهاي محصور كننده مورد استفاده توسط وكيو و پالرمو چه از نظر نوع و چه از نظر مقدار، (۳) مشابه فولاد محصورکننده مورد استفاده توسط وكيو و پالرمو از نظر نوع ولي ۲ برابر از نظر مقدار. شاخص محصورکنندگي مرتبط با نوع شرايط محصورکنندگي در جدول ۵ آورده شده است.

هر مدل ديوار تحت تركيب نيروي قائم ثابت و نيروي افقي افزاينده يكنوا قرار گرفت. نيروي قائم وارد به هر مدل برابر صفر، ۰/۱ و ۰/۲ برابر ظرفيت باربري قائم هر مدل بود. بعد از آنكه كل نيروي قائم به ديوار وارد شد، نيروي افقي افزاينده به طور تدريجي تا مرحله شكست به ديوار وارد شد. نيروي قائم نرمالايزشده (نسبت نيروي قائم وارده به ظرفيت باربري قائم سازه) و نتايج تحليل براي حداكثر نيروي افقي وارده و تغيير مكانهاي افقي متناظر با آن براي ۶ نمونه ديوار در جدول (۶) آورده شده است.

جدول ۵: شاخص محصورکنندگي مدل ديوارهاي مورد مطالعه.

نام مدل	بدون فولاد محصورکننده	مشابه شرايط محصورکنندگي وكيو وپالرمو	دو برابر شرايط محصورکنندگي وكيو و پالرمو
SW1	۱	۱/۱۵	۱/۲۵
SW2	۱	۱/۱۴	۱/۲۴
SW3	۱	۱/۱۳	۱/۲۲
SW4	۱	۱/۱۲	۱/۲۱
SW5	۱	۱/۱۱	۱/۲۰
SW6	۱	۱/۱۰	۱/۱۹
SW7	۱	۱/۰۹	۱/۱۸
SW8	۱	۱/۰۸	۱/۱۷
SW9	۱	۱/۰۷	۱/۱۶
SW10	۱	۱/۰۶	۱/۱۵
SW11	۱	۱/۰۵	۱/۱۴
SW12	۱	۱/۰۴	۱/۱۳

نتايج تحليلي ديوارهاي برشي با شرايط مختلف محصورشدگي به صورت منحني هاي بار- تغيير مكان جانبي در شكل (۹) ارائه شده است. با توجه به نتايج مشخص است كه بتن محصور سبب افزايش مقاومت و شكل‌پذيري ديوارهاي برشي شده كه اين تغييرات اساساً وابسته به بزرگي نيروي قائم وارده، نسبت ارتفاع به عرض ديوار و مقدار فولادهاي محصورکننده مي‌باشد.

هنگامي كه بار قائم وارد به ديوار نسبتاً كم باشد، تاثير محصورکنندگي بتن بر مقاومت جانبي ديوار برشي كمتر مي‌باشد. در ديوارهاي SW7, SW1 كه تحت اثر هيچ نيروي قائمي قرار نداشتند افزايش مقاومت جانبي ناشي از

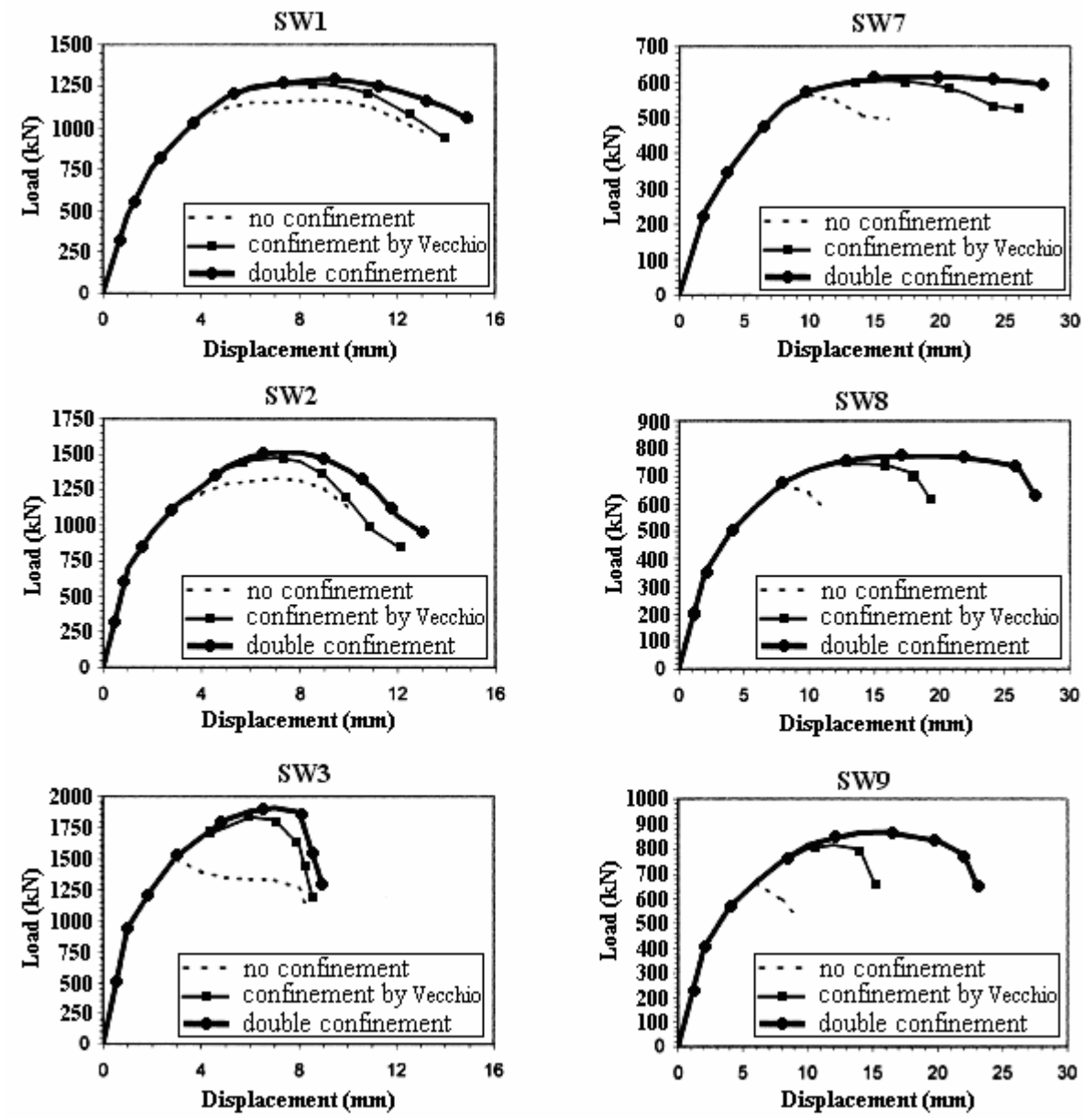
محصورشدگي بتن كمتر از ۱۰ درصد بود، اگر چه افزايش در شكل‌پذيري جانبي به نظر مي‌رسيد قابل ملاحظه‌تر باشد. با وجود اين، وقتي كه بار قائم وارده افزايش يافت افزايش در مقاومت و شكل‌پذيري جانبي قابل ملاحظه‌تر بود. به عنوان مثال در ديوارهاي SW9,SW3 كه بارهاي قائم نرمالايز شده برابر ۰/۲ است مقاومت جانبي از مقدار ۱۴۷۰kN به ۱۹۵۰kN افزايش يافت يعني افزايشي در حدود ۳۲ درصد. همچنين تغيير مكان نهايي ديوار از ۹/۱ به ۲۲/۷ افزايش يافت يعني افزايش در تغييرمكان جانبي در بار حداكثر حدود ۱۴۰ درصد مي‌باشد.

جدول ۶ : بارهاي افقي و قائم وارد به ديوارهاي I شكل.

نام مدل	شرايط محصوركنندگي	بار قائم		بار / تغيير مكان افقي		
		بار قائم وارده (kN)	بار قائم نرمالايز شده*	بار افقي حداكثر (kN)	تغييرمكان در بار افقي حداكثر(mm)	حداكثر تغييرمكان افقي (mm)
SW1	بدون محصورشدگي	۰	۰	۱۱۷۰	۹/۱	۱۲/۹
SW1	مشابه محصورشدگي وكيو	۰	۰	۱۲۶۰	۸/۸	۱۳/۷
SW1	دوبرابر محصورشدگي وكيو	۰	۰	۱۳۰۰	۹/۳	۱۴/۸
SW2	بدون محصورشدگي	۷۴۰	۰/۱	۱۳۵۰	۷/۹	۹/۸
SW2	مشابه محصورشدگي وكيو	۷۴۰	۰/۱	۱۴۸۰	۷/۹	۱۲/۱
SW2	دوبرابر محصورشدگي وكيو	۷۴۰	۰/۱	۱۵۵۰	۷/۹	۱۳/۱
SW3	بدون محصورشدگي	۱۸۵۰	۰/۲	۱۴۷۰	۳/۱	۸/۳
SW3	مشابه محصورشدگي وكيو	۱۸۵۰	۰/۲	۱۸۵۰	۶/۹	۸/۵
SW3	دوبرابر محصورشدگي وكيو	۱۸۵۰	۰/۲	۱۹۵۰	۶/۹	۸/۸
SW7	بدون محصورشدگي	۰	۰	۵۶۰	۱۰/۵	۱۶/۱
SW7	مشابه محصورشدگي وكيو	۰	۰	۶۲۵	۱۷/۵	۲۶/۱
SW7	دوبرابر محصورشدگي وكيو	۰	۰	۶۴۰	۲۰/۲	۲۷/۵
SW8	بدون محصورشدگي	۷۲۰	۰/۱	۶۶۰	۷/۹	۱۰/۹
SW8	مشابه محصورشدگي وكيو	۷۲۰	۰/۱	۷۶۵	۱۶/۱	۱۸/۸
SW8	دوبرابر محصورشدگي وكيو	۷۲۰	۰/۱	۷۸۰	۱۸/۷	۲۷/۱
SW9	بدون محصورشدگي	۱۴۵۰	۰/۲	۶۵۰	۶/۱	۹/۱
SW9	مشابه محصورشدگي وكيو	۱۴۵۰	۰/۲	۷۹۰	۱۲/۵	۱۴/۹
SW9	دوبرابر محصورشدگي وكيو	۱۴۵۰	۰/۲	۸۷۰	۱۶/۳	۲۲/۷

* بار قائم نرمالايز شده، نسبت بار قائم وارده به ظرفيت باربري قائم سازه مي‌باشد.

با مقايسه نحوه توزيع محصورشدگي بتن در ديوارهاي SW3,SW2,SW1 نسبت به ديوارهاي SW9,SW8,SW7 مشخص مي‌شود كه تاثير محصورشدگي بتن وابسته به نسبت ارتفاع به عرض جان ديوار نيز مي‌باشد. در ديوارهايي با نسبت ارتفاع به عرض بزرگتر، ميزان تاثير محصورشدگي بتن به طور كلي افزايش مي‌يابد. به عنوان مثال با مقايسه ديوارهاي SW8,SW2 مشخص مي‌شود كه افزايش مقدار تغييرمكان جانبي از ۳۳ درصد به ۱۵۰ درصد مي‌باشد. اين امر به دليل آن است كه با افزايش نسبت ارتفاع به عرض، نيروهاي قائم بزرگتري در لبه ديوار ايجاد شده كه نياز به تأمين فولادهاي محصوركننده بيشتري در اين قسمت مي‌باشد. بنابراين با افزايش ارتفاع ديوار، نياز به فولاد محصوركننده بيشتري در قسمت پايه ديوارهاي برشي مي‌باشد. تاثير محصورشدگي بتن با افزايش مقدار فولاد محصوركننده افزايش مي‌يابد. با وجود اين، دو برابر نمودن مقدار فولاد محصوركننده لزوماً منجر به دو برابر شدن شكل‌پذيري و مقاومت جانبي نمي‌شود. با افزايش ميزان فولاد محصوركننده، افزايش در مقاومت كاهش يافته در حاليكه شكل‌پذيري تا آنجايي كه مقدار فولاد محصوركننده افزايش مي‌يابد با نرخ تقريباً كاهنده‌اي افزايش مي‌يابد. در صورتي كه هيچ محدوديتي در افزايش فولاد عرضي نداشته باشيم، افزايش بيشتر مقدار فولاد در محصورشدگي بتن تأثير خاصي نخواهد داشت.



شكل۹: منحني‌هاي بار- تغييرمكان ديوارهاي برشي با شرايط مختلف محصوركنندگي.

نتيجه گيري

يک مدل اجزاء محدود غيرخطي براي بتن مسلح با تأثير محصورشدگي بتن، که در منحني تنش- کرنش فشاري بتن بر طبق شاخص محصورکنندگي کاپوس انعکاس داده شد، پيشنهاد گرديد. با استفاده از اين مدل، يک روند تحليل اجزاء محدود براي آناليز غيرخطي سازه‌هاي بتن‌آرمه پيشنهاد شد. اين روند اجزاء محدود توانايي توسعه تحليل را در مرحله بعد از نقطه ماکزيمم (ناحيه نرم‌شوندگي کرنش) داشته که براي ارزيابي شکل‌پذيري سازه‌هاي بتن‌آرمه بسيار مفيد مي‌باشد.

شش مدل ديوار که به وسيله لفاس و همکاران آزمايش شده بودند، مورد تحليل قرارگرفتند. مدهاي شکست، الگوي ترک‌خوردگي و منحني‌هاي بار- تغييرمکان حاصل از تحليل براي مدلهاي مختلف ديوار، انطباق خوبي با نتايج آزمايشگاهي داشت؛ که بواسطه آن قابليت کاربرد و دقت مدل پيشنهادي جديد در روند اجزاء محدود مورد تأييد قرار گرفت.

يک مطالعه پارامتريک به کمک روند اجزاء محدود بر روي اثر محصورشدگي بتن در رفتار ديوارهاي برشي انجام شد. مشخص گرديد که محصورشدگي بتن در ناحيه فشاري سبب افزايش قابل ملاحظه مقاومت و شکل‌پذيري جانبي ديوار مي‌شود. افزايش در مقاومت و شکل‌پذيري جانبي ناشي از محصورشدگي بتن در ديوارهايي با نسبت بيشتر ارتفاع به عرض و بارهاي قائم بزرگتر، بيشتر است. با افزايش مقدار فولاد محصورکننده، ميزان مقاومت و شکل‌پذيري جانبي به طور محسوسي افزايش مي‌يابد. توزيع محصورشدگي بتن در شکل‌پذيري عموماً نسبت به مقاومت جانبي قابل ملاحظه‌تر مي‌باشد مخصوصاً هنگامي که مقدار فولاد محصورکننده نسبتاً زياد است.

از سوي ديگر، مقاطع بالدار استعداد بيشتري براي خردشدگي جان نسبت به ديوارهاي مستطيلي دارند. از آنجائي که خردشدگي بتن به عنوان عامل محدود کننده عملکرد غير الاستيک سازه‌اي مي‌باشد، در نتيجه با محصور نمودن بتن مي‌توان مقاومت خرد شدگي جان را افزايش داد.

مراجع

1 - Kheyroddin, A. and Mortezaei, A. R. (2004). "Investigation of nonlinear behavior of T-shaped shear walls." *International Journal of Civil Engineering,* Vol. 2, No. 1, PP. 32-44.

2 - Greifenhagen, H. and Lestuzzi, P. (2005). "Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls." *Engineering Structures*, Vol. 27, PP.1703-1712.

3 - Iranian concrete code (ICC), (1382). *Guideline No. 120, first revised, management and programming organization*, fourth edition.

4 - Lefas, I. D. and Kotsovos, M. D. (1990). "NLFE analysis of RC structural walls and design implications." *ASCE, Journal of Structural Engineering,* Vol. 116, No. 1, PP. 146-164.

5 - Kotsovos, M. D., Pavlovic, M. N. and Lefas, I. D. (1992). "Two- and three- dimensional nonlinear finite element analysis of structural walls." *ACI Strucutural Journal*, Vol. 89, No. 5, PP. 624-633.

6 - Vecchio, F. (1992). "Finite element modeling of concrete expansion and confinement." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 9, PP. 2390-2406.

7 - Liu, J. and Foster, S. J. (1998). "Finite element model for confined concrete columns." *ASCE, Journal of Structural Engineering,* Vol. 124, No. 9, PP. 1011-1017.

8 - Kheyroddin, A. (1996). *Nonlinear Finite Element Analysis of Flexure-Dominant Reinforced Concrete Structures*, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canada, PP. 290.

9 - Saenz, L. P. (1965). "Equation for the stress-strain curve of concrete in uniaxial and biaxial compression of concrete." *ACI Strucutural Journal,* Vol. 61, No. 9, PP. 1229-1235.

10 - Smith, G. M. and Young, L. E. (1955). "Ultimate theory in flexure by exponential function." *ACI Strucutural*

Journal, Vol. 52, No. 3, PP. 349-359.

11 - Darwin, D. and Pecknold, D. A. (1977). "Nonlinear biaxial stress-strain law for concrete." *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 103, No. EM4, PP. 229-241.

12 - Kupfer, H. B., Gerstle, K. H. and Rusch, H. (1969). "Behavior of concrete under biaxial stresses." *ACI Strucutural Journal,* Vol. 66, No. 8, PP. 656-666.

13 - Pastor, J. A. (1986). *High-Strength Concrete Beams*, Ph.D. Thesis, Cornell University, New York, Ithaca.

14 - Shayanfar, M. A., Kheyroddin, A. and Mirza, M. S. (1997). "Element size effects in nonlinear analysis of R.C. members." *Computer & Structure,* Vol.62, No.2, PP. 339-352.

15 - Bazant, Z. P. and Oh, B. H. (1983). "Crack band theory for fracture of concrete." *Material and Structures*, Vol. 16, No. 93, PP. 155-177.

16 - Kent, D. C. and Park, R. (1971). "Flextural members with confined concrete." *ASCE, Journal of Structural Engineering,* Vol. 97, No. 7, PP. 1969-1989.

17 - Park, R., Priestlev, M. J. N. And Gill W. D. (1982). "Ductility of square-confined concrete columns." *ASCE, Journal of Structural Engineering,* Vol. 108, No. 4, PP. 929-950.

18 - Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M. (1982). "Analytical model for concrete confinement in tied columns." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 108, No. 12, PP. 2703-2722.

19 - Hoshikuman, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W. (1997). "Sterss-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 5, PP. 624-633.

20 - Kappos, A. (1991). "Analytical prediction of collapse earthquake for RC buildings: suggested methodology." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, PP. 167-176.

21 - Lefas, I. D., Kotsovos, M. D. and Ambraseys, N. (1990). "Behavior of reinforced concrete structural walls: strength, deformation characteristics and failure mechanism." *ACI Structural Journal,* Vol. 87, No. 1, PP. 23-31.

22 - Vecchio, F. J. and Palermo, D. (2002). "Behavior of three dimensional reinforced concrete shear walls." *ACI Structural Journal,* Vol. 99, No. 1. PP. 81-89.

واژه هاي انگليسي به ترتيب استفاده در متن

1 - Flanged Shear Wall
2 - Post peak Softening
3 - Aggregate Interlock
4 - Dowel Action
5 - Tension Stiffening
6 -Smeard