



بررسی رفتار غیر خطی برج‌های خنک‌کننده بتنی تحت اثر بار باد

سعید صبوری^۱، سید پیمان موسوی قیه قشلاقی^۲، بهنام سعادت^۳

۱، ۲، ۳- دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

p_moosavi@sina.kntu.ac.ir

خلاصه

یکی از مهمترین عوامل تاثیرگذار در طراحی برج‌های خنک‌کننده بتنی، بار باد می‌باشد. برای مشاهده رفتار نهایی برج‌های خنک‌کننده بیشتر سعی می‌گردد تا برج را تحت بارگذاری‌های فراتر از حد سرویس قرار داده و میزان مقاومت نهایی برج و چگونگی رفتار سازه در حالت غیر خطی را بررسی نمایند. به این دلیل آنالیزهای استاتیکی افزایشی با در نظر گرفتن ویژگی‌های غیر خطی سازه بر روی آن انجام می‌گیرد. در این مقاله، یک برج خنک‌کننده، همزمان تحت بارهای وزن و باد قرار داده شده است. بار باد به تدریج افزایش داده شده و رفتار سازه تا هنگام گسیختگی به صورت لحظه به لحظه مورد بررسی قرار گرفته است. آنالیزها توسط نرم‌افزار ABAQUS انجام گرفته و هر دو نوع غیرخطی شدن‌های مصالح و هندسی منظور شده‌اند. در نهایت نتایج مربوط به مقادیر و نحوه توزیع تنش‌ها در سطح پوسته، نواحی تسلیم آرماتورها، نقاط آسیب‌دیدگی و مقدار آنها و همچنین تغییرشکل‌های ماندگار ارائه شده است.

کلمات کلیدی: برج‌های خنک‌کننده بتنی، بار باد، مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن، ترک خوردگی

۱- مقدمه

برج‌های خنک‌کن بتنی از سازه‌های بسیار مهم و برجسته در مهندسی عمران به شمار می‌آیند، که به دلیل حساسیت زیادی که در مقوله طراحی این برجها وجود دارد محاسبات دقیقی را می‌طلبند. با این حال به دلیل ابعاد بزرگ این سازه‌ها مدلسازی و مطالعه دقیق رفتار آنها در مقیاس آزمایشگاهی امکان‌پذیر نمی‌باشد و برای مطالعه رفتار این سازه‌ها باید از روش‌های عددی بهره گرفت.

مطالعاتی که تاکنون بر روی برج‌های خنک‌کننده انجام گرفته حاکی از این مطلب است که یکی از عوامل اصلی ایجاد گسیختگی در سازه رسیدن سازه به مقدار مقاومت نهایی خود تحت اثر بار باد می‌باشد. اصلی‌ترین بخش این استنتاج از مطالعات منگ^۴ و همکارانش در سال ۱۹۸۳ بر روی یک برج که تحت اثر دو نوع آنالیز متفاوت یکی کماتش خطی و دیگری استاتیکی غیرخطی تحت اثر بار باد انجام گرفته بود بدست آمده است [۲]. آنان بدین نتیجه رسیدند که مقدار ضریب بار نهایی به دست آمده از آنالیز غیرخطی به طور چشمگیری کمتر از آن مقداری است که از آنالیز کماتشی به دست می‌آید. یعنی سازه قبل از اینکه دچار کماتش گردد به مقدار مقاومت نهایی‌اش رسیده و گسیختگی در آن رخ می‌دهد. بنابراین جهت مطالعه رفتار نهایی برج و بدست آوردن مقاومت نهایی از یک آنالیز استاتیکی افزایشی با الگوی بار باد استفاده می‌گردد. مطالعه رفتار غیرخطی برج‌های خنک‌کن نیازمند در نظر گرفتن آثار غیرخطی هندسی و غیر خطی مصالح در فرآیند انجام آنالیز می‌باشد.

جهت بررسی رفتار غیرخطی مصالح باید الگوی رفتاری مناسبی برای مصالح بتن، فولاد و اندرکنش بین این دو مصالح تعریف گردد تا بتوان اثر عوامل مختلف موثر بر سازه اعم از روابط غیرخطی بین تنش-کرنش بتن، ترک‌های کششی موجود در بتن، ناحیه مهاری بین بتن و فولاد با در نظر گرفتن اثر سخت‌شوندگی کششی^۵ و رفتار غیر خطی تنش-کرنش برای فولاد را مدنظر قرار دهد. الگوهای رفتاری که در سال‌های گذشته برای مصالح بتن پیشنهاد می‌گردیدند همه الگوهای بودند که بر مبنای رفتار خمیری صرف قرار داشتند. در حالی که مدل‌هایی که امروزه برای بتن پیشنهاد می‌گردند بر مبنای الگوی خمیری-آسیب^۶ قرار دارند. یعنی اینکه رفتار غیرخطی بتن را جدا از مقوله آسیب‌های بوجود آمده در بتن نمی‌دانند و اثر هر دوی آنها را در

۱ دانشیار دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۲ کارشناس ارشد سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۳ دکتری سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

4 - Mang

5 - Tension Stiffening

6 - Plasticity-Damaged model



شکل‌گیری رفتار غیرخطی بتن مدنظر قرار می‌دهند. این الگوها تلقی بهتر و کامل‌تری از رفتار مصالح بتن با در نظر گرفتن مفهوم آسیب در بتن به دست می‌دهند.

در سال ۱۹۸۴ تحقیقاتی بر روی یک برج خنک‌کننده با انجام یک آنالیز استاتیکی غیر خطی توسط میل‌فرد^۱ و همکارانش انجام پذیرفت [۳]. در این مطالعات رفتار نهایی برج با در نظر گرفتن اثر سخت‌شوندگی کششی، اثر ترک‌های از نوع چرخشی^۲ بر روی رفتار بتن و اثر غیرخطی‌های هندسی مورد بررسی قرار گرفت.

در سال ۱۹۹۴ هارا^۳ و همکارانش رفتار غیر خطی یک برج را با در نظر گرفتن مقادیر مختلف برای پارامترهای سخت‌شوندگی و نسبت آرماتورهای پوسته انجام پذیرفت و اثر تغییرات این دو پارامتر بر روی مقاومت نهایی برج بررسی گردید [۴].

در سال ۱۹۹۵ گوپتا^۴ و محمود^۵ با در نظر گرفتن اثر سخت‌شوندگی کششی، ترک‌های چرخشی در بتن و اثر تغییر مکان‌های بزرگ رفتار نهایی و میزان میزان مقاومت نهایی برج را مورد مطالعه قرار دادند [۵].

در سال ۲۰۰۶ مطالعاتی توسط نوه^۶ بر روی یک برج خنک‌کننده انجام پذیرفت و رفتار غیرخطی برج با در نظر گرفتن عواملی از قبیل روابط غیرخطی تنش-کرنش بتن، اثر تغییر مکان‌های بزرگ، اثر سخت‌شوندگی کششی و روابط غیرخطی تنش-کرنش برای فولاد مورد مطالعه قرار گرفت [۶]. برای مدل ترک به کار رفته در این مقاله از ترک پوششی چرخشی استفاده شده است. این مقاله علیرغم قوت در بکارگیری مدل‌های رفتاری و پارامترهای غیرخطی مناسب تنها به بررسی وضعیت پوسته پرداخته و اثر فونداسیون و ستون‌ها را در بررسی رفتار نهایی برج به حساب نیاورده بود.

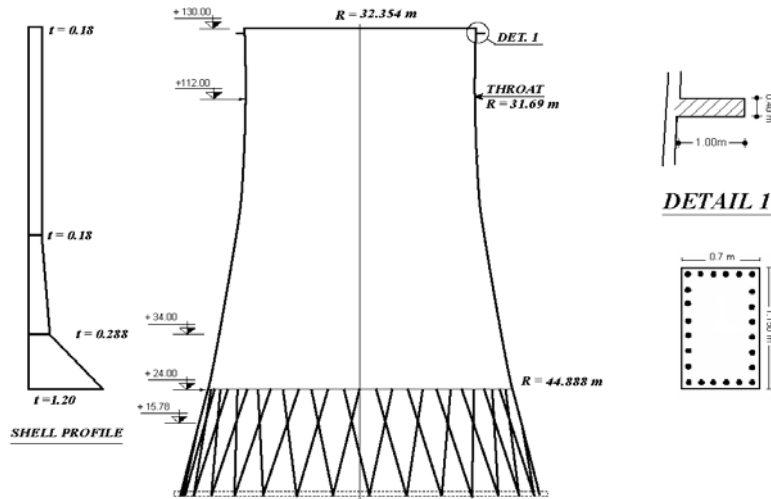
در مقاله پیش‌رو رفتار غیرخطی یک برج خنک‌کننده با در نظر گرفتن عوامل موثر در رفتار غیرخطی سازه مدل گردیده است. برای مدل‌سازی این سازه از نرم افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده گردیده است. در این مقاله سعی شده تا اثر غیرخطی مصالح با در نظر گرفتن روابط غیرخطی برای رفتار بتن و آرماتورهای مسلح‌کننده آن در نظر گرفته شود. برای بیان رفتار دقیق بتن از الگوی رفتار خمیری-آسیب‌دیده جهت مدل‌سازی مصالح پوسته و فونداسیون استفاده شده است. این الگوی رفتاری توانایی نمایش نقاط آسیب‌دیدگی و مقادیر آنها را دارا می‌باشد. برای مدل‌سازی المان‌های ستون از مدل ترک پوششی استفاده شده است. برای بیان اندرکنش بین بتن و فولاد و انتقال تنش از بتن به فولاد در بتن‌های ترک‌خورده از پارامتر سخت‌شوندگی کششی استفاده گردیده است تا بتوان رفتار ناحیه مهاری بتن و فولاد را در بررسی رفتار سازه مدنظر قرار داد. برای مدل‌سازی خاک زیر فونداسیون از فن‌هایی با سختی معادل سختی خاک زیر پی استفاده شده است.

۲- ویژگی‌های هندسی مدل

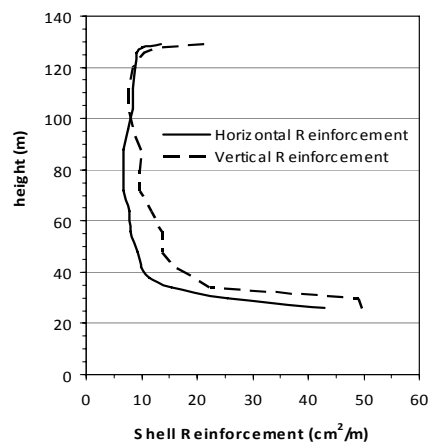
در این مقاله جهت بررسی نمونه واقعی برج خنک‌کن نیروگاه شازند اراک مورد بررسی قرار گرفته است. این برج دارای ۳۶ جفت ستون به شکل X بوده که تحت زاویه ۷۶/۲۴ درجه نسبت به سطح افق قرار گرفته‌اند. مقطع ستونها به شکل مستطیلی و به ابعاد ۱/۱۵ m در ۰/۷۵ m می‌باشد که به صورت متقارن و همانند شکل ۱ آرماتورگذاری شده‌اند. شکل هندسی پوسته متشکل از دو منحنی هیپربولیکی ناقص می‌باشد که در محل گلوگاه برج به هم متصل گردیده‌اند. ارتفاع پوسته از تراز ۲۴ متری آغاز گردیده و تا تراز ۱۳۰ متری ادامه می‌یابد. زاویه امتداد پوسته نسبت به سطح افق در تراز ۲۴ متری یعنی ابتدای پوسته برابر با همان زاویه امتداد ستونها نسبت به افق می‌باشد. ضخامت پوسته تا تراز ۷۶ متری برج به صورت متغیر بوده و پس از آن با ضخامت ثابت ۱۸ cm تا انتها ادامه می‌یابد. جهت ایجاد اغتشاش در عملکرد بار باد اعمالی بر روی سطح پوسته و افزایش ضریب اطمینان در بارگذاری باد زائده‌های بتنی مثلی شکی به نام ریب^۷ به فواصل مساوی بر روی سطح پوسته و در امتداد نصف‌النهاری برج قرار گرفته‌اند. وجود یک رینگ سخت‌کننده در لبه بالایی پوسته موجبات سختی بیشتر پوسته و مقاومت آن در برابر تغییر شکل‌های ممکن را سبب گردیده است [۷]. فونداسیون برج یک فونداسیون حلقوی به ضخامت ۱/۶۵ متر و پهنا ۴/۵ می‌باشد که در تراز ۳/۶۵- سطح زمین قرار گرفته است. مصالح به کار رفته برای بتن دارای مقاومت فشاری ۲۸ مپا برابر با $f_c = 28 \text{ Mpa}$ و مقاومت کششی $f_t = 3/5 \text{ Mpa}$ می‌باشد. فولاد مصرفی به کار رفته به عنوان آرماتور جهت مسلح‌سازی بتن دارای مقاومت تسلیم $F_y = 400 \text{ Mpa}$ و مقدار مدول ارتجاعی برابر با $E = 210 \text{ Gpa}$ می‌باشد. مقدار مقاومت برشی خاک زیر فونداسیون نیز برابر $G = 210 \text{ Gpa}$ در نظر گرفته شده است.

آرماتور گذاری سطح پوسته به صورت مش‌های متقاطع و در دو لایه نزدیک سطح بیرونی و درونی برج نصب گردیده است. به دلیل ماهیت تصادفی جهت وزش باد سعی شده تا نحوه آرماتورگذاری در تمام قسمت‌های برج به صورت متقارن محوری باشد. نمودار آرماتورگذاری در سطح پوسته در دو جهت شعاعی و نصف‌النهاری در شکل ۲ نشان داده شده است. با توجه به شکل علت تراکم زیاد آرماتور در محل لبه بالایی و پایینی پوسته را تلاش در جهت افزایش بیشتر سختی در این نواحی می‌توان ذکر نمود [۸].

- 1 - Milford
- 2 - Rotating crack
- 3 - Hara
- 4 - Gupta
- 5 - Mahmoud
- 6 - Noh
- 7 - Rib



شکل ۱ - مشخصات هندسی برج خنک کننده مورد بررسی



شکل ۲ - نمودار توزیع آرماتورهای محیطی و نصف‌النهاری در سطح پوسته

۳- معرفی مصالح بتن

بتن مسلح یک ماده مرکب با ظرفیت باربری بسیار بالا و روابط رفتاری پیچیده می‌باشد. این امر متأثر از عوامل زیادی است که بر رفتار بتن تأثیر گذارده و پیشگویی رفتار آن را مشکل می‌نماید. برای بررسی رفتار بتن مدل‌های متعددی تاکنون پیشنهاد گردیده است. از بین آنها دو مدل رایج که در نرم افزار ABAQUS مورد استفاده قرار می‌گیرد [۹]، در این مقاله بکار گرفته شده‌اند.

۳-۱ الگوی رفتاری ترک پوششی^۱

در این مدل چنین فرض می‌گردد که وقوع ترک مهمترین جنبه الگوی رفتاری می‌باشد. بر اساس این مفهوم، ترک زمانی به وقوع می‌پیوندد که تنش موجود در بتن به یک سطحی که به نام سطح وقوع ترک موسوم است برسد. این سطح گسیختگی دارای یک رابطه خطی است که تابعی از نامتغیرهای اول و دوم تانسور تنش در فضای $p-q$ می‌باشد و ما بین تنش ناشی از فشار همه جانبه و تنش انحرافی میز قرار می‌گیرد. معادله سطح وقوع ترک یا به عبارت دیگر همان تابع تسلیم بر اساس رابطه خطی کولمب استوار بوده و از قانون جریان همراه استفاده می‌نماید. مدل مذکور چنانچه از نامش پیداست یک مدل ترک پوششی بوده و در آن نمی‌توان حالت واقعی ترک‌ها را در مقیاس ماکروسکوپیک بررسی نمود. بلکه معادلات رفتاری بطور مستقل و در هر نقطه انتگرال‌گیری مدل اجزای محدود اعمال می‌گردد و وجود ترک از طریق تأثیر در تنش‌ها و سختی مصالح وارد محاسبات می‌گردد. زمانی که مولفه‌های اصلی تنش فشاری باشند، پاسخ بتن توسط یک تئوری ارتجاعی - خمیری و با استفاده از فرم ساده‌ای از سطح تسلیم که بر حسب دو نامتغیر اول تنش می‌باشند بیان می‌گردد. قانون جریان به کار رفته برای حالت فشاری، قانون جریان همراه بوده و از نوع سخت شوندهگی ایزوتروپیک می‌باشد.

1 - Concrete Smearred Cracking

**۳-۲ الگوی رفتاری پلاستیسیته آسیب دیده^۱**

این مدل بر مبنای یک مدل خمیری - آسیب دیدگی می باشد که بر اساس کارهای لوبلینر^۲ در سال ۱۹۸۹ پیشنهاد گردیده است. اساس این مدل بر مبنای دو مکانیزم اصلی گسیختگی استوار می باشد که عبارتند از: ترک خوردگی حاصل از کشش و خردشدگی ناشی از فشار در بتن. روابط حاکم بر الگوی رفتاری را به صورت زیر می توان بیان نمود:

بر اساس تئوری پلاستیسیته تانسور کرنش ε به دو مولفه کرنش ارتجاعی ε^e و کرنش خمیری ε^{pl} تقسیم می گردد:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{pl}; \quad \sigma = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (1)$$

که اگر پارامتر کاهش سختی d که $0 \leq d \leq 1$ را برای بیان آسیب همسانگرد بکار ببریم، برای بیان رابطه تنش - کرنش خواهیم داشت:

$$\sigma = (1-d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (2)$$

که D_0^{el} سختی الاستیک اولیه (آسیب نیافته) مصالح می باشد. $D^{el} = (1-d)D_0^{el}$ سختی آسیب دیده مصالح و d مقدار پارامتر آسیب می باشد. تاثیر پارامتر آسیب به همراه مکانیزم گسیختگی بتن (وقوع ترک یا خرد شدگی) موجب کاهش در سختی الاستیک می گردد. طبق مفهوم تئوری اسکالر آسیب، کاهش سختی ایزوتروپیک بوده و بر اساس پارامتر کاهش سختی واحد تعیین می گردد. برای هر مقطع مورد بررسی از مصالح، پارامتر $(1-d)$ بیانگر نسبت سطح برابر موثر (آسیب نیافته) نسبت به سطح مقطع کل ماده می باشد. در هنگام وقوع آسیب در مصالح بیان رابطه تنش بر اساس مفهوم تنش موثر بسیار کار آمدتر از تنش کاوشی می باشد، زیرا که تنش مقاوم در برابر نیروهای خارجی تنش سطح موثر مصالح می باشد. همچنین پارامتر آسیب دیدگی خود تابعی از مجموعه پارامترهای سخت شونده و تنش موثر می باشد که به صورت زیر بیان می گردد:

$$d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \quad (3)$$

مقدار آسیب در وضعیت کششی و فشاری به طور مستقل توسط دو پارامتر سخت شونده $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ و $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ که به نامهای کرنشهای پلاستیک معادل در کشش و فشار موسومند بیان می گردد. مفهوم پارامتر آسیب با عبارتی به فرم زیر بیان می گردد:

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix}; \quad \dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} = \hat{h}(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \cdot \dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} \quad (4)$$

وقوع ترک و خردشدگی در بتن با افزایش مقادیر پارامترهای سخت شونده بتن همراه می باشد. این پارامترها شکل گیری تابع تسلیم و میزان کاهش در سختی ارتجاعی ماده را کنترل می نمایند. تابع تسلیم برای مدل آسیب - خمیری حاضر به صورت زیر می باشد:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (5)$$

قانون جریان فرض شده برای مدل آسیب - خمیری قانون جریان غیرهمراه بوده و تابع پتانسیل G انتخاب شده برای این مدل تابع دراگر- پراگر هذلولوی می باشد.

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}; \quad G = \sqrt{(\varepsilon\sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (6)$$

این تابع پتانسیل به صورت یک سطح هموار و بدون گوشه در فضای تنش می باشد بطوریکه برای تعیین بردارهای نرمال این منحنی دوگانگی در جوابها به وجود نمی آید

۳-۳ الگوی رفتاری فولاد

الگوی رفتاری آرماتورهای مسلح کننده بتن با استفاده از یک مدل ارتجاعی همسانگرد بیان شده است. در این مدل از یک منحنی دو خطی برای بیان رفتار تنش - کرنش فولاد استفاده شده است. سخت شونده در نظر گرفته شده برای این مدل از نوع ایزوتروپیک بوده و از سطح تسلیم میز با قانون جریان همراه استفاده شده است

۳-۴ رفتار ناحیه مهاری بتن و آرماتور^۳

در هر دو مدل به کار رفته در نرم افزار ABAQUS بتن به صورت جدا و مستقل از آرماتورهای مسلح کننده بتن در نظر گرفته می شود. با این حال تأثیرات ناشی از اندرکنش بین بتن و آرماتور مثل ناحیه پوششی آرماتور و اثر گیرداری آرماتورها به طور تقریبی با معرفی ویژگی سخت شونده کششی به مدل تعریف می گردد. به این طریق فرآیند انتقال بار در مناطق وقوع ترک کششی از طریق آرماتور صورت می پذیرد.

1 - Concrete Damaged Plasticity Model

2 - Lubliner

3 - Bonding Slip



۴- مدل سازی به روش اجزای محدود

۴-۱ مدل سازی پوسته

برای مدل سازی پوسته از المان های S4 و S3R در نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. این المان ها توانایی در نظر گرفتن تغییر شکل های برشی عرضی را دارا می باشند. قابلیت دیگر این المان ها سازگار بودن با هندسه مدل می باشد، بطوریکه در مقدار ضخامت زیاد پوسته از تئوری پوسته ضخیم و در صورت کم بودن ضخامت پوسته از تئوری پوسته های نازک کیرشیف استفاده می نمایند. با کاهش ضخامت پوسته مقدار تغییر شکل های برشی عرضی نیز بسیار ناچیز می باشند. این المانها با استفاده از تئوری Finite member strain توانایی تحمل کرنش های بزرگ را دارا بوده و بنابراین می توانند آنالیزهای Large-Strain را تحت پوشش قرار دهند. این المان دارای ۴ نقطه انتگرال گیری بوده و از ۶ درجه آزادی انتقالی و دورانی برخوردار می باشد. المانهای S3R نیز المان های سه گرهی با یک نقطه انتگرال گیری کاهش یافته می باشند که از این المان ها بیشتر برای تبدیل ابعاد مش بندی در نواحی پوسته استفاده گردیده است. قابلیت دیگر المان های S3R و S4 توانایی تعریف المان های Rebar در مقطع خود می باشد که به صورت المان هایی با کرنش های یک بعدی و در درون ضخامت المان پوسته تعریف می گردند.

۴-۲ مدل سازی ستونها

برای مدل سازی ستون ها از المان های تیر تیموشنکو B31 استفاده گردیده است. المان B31 یک المان فضایی دو گرهی با تابع درون یابی خطی می باشد که قابلیت در نظر گرفتن نقاط انتگرال گیری مقطعی در مقطع عرضی خود را دارا می باشد. فرمولاسیون کرنش های بزرگ در این المان ها اجازه کرنش های محوری با اندازه های دلخواه را می دهد. تیرهای تیموشنکو بیشتر برای مدل سازی المان هایی که مقطع عرضی آنها ضخیم بوده و به عبارتی دیگر تغییر شکل های برشی در مقطع آنها قابل چشم پوشی نمی باشد مورد استفاده قرار می گیرند. بنابراین المان های تیر تیموشنکو علاوه بر دارا بودن فرمولاسیون المان های تیر اولر - برنولی قابلیت مدل کردن تیرهای چاق را نیز دارا می باشند و به این دلیل در نرم افزار ABAQUS از اهمیت و قابلیت زیادی برخوردار می باشند. این المان ها قابلیت در نظر گرفتن آرماتور در امتداد محور خود را دارا بوده و می توانند تاثیر آرماتورها را در رفتار مصالح و رفتار نهایی خود مدنظر قرار دهند.

۴-۳ فونداسیون

برای تعریف المان های فونداسیون از المان های سه بعدی پیوسته C3D8 با ۸ نقطه انتگرال گیری استفاده شده است. این المان ها اگر دچار واژگونی نشوند المان های بسیار دقیقی می باشند که می توانند برای آنالیزهای خطی، آنالیزهای غیر خطی و حتی آنالیزهای تغییر مکان های بزرگ مورد استفاده قرار گیرند. برای مسلح سازی المان های فونداسیون، آرماتورها به کمک المان های Rebar در درون این المان ها قرار داده شده اند تا ویژگیهای واقعی المان های فونداسیون در نظر گرفته شوند.

۴-۳-۱ مدل سازی خاک زیر فونداسیون

برای مدل سازی خاک زیر فونداسیون از المان های فنر استفاده شده است تا بتوان رفتار خاک زیر فونداسیون و اثر آن در تغییر مکان های سازه و تنش های وارده به فونداسیون را تا حد امکان بررسی نمود. فنرهایی با سختی K_x ، K_y و K_z معادل با سختی خاک زیر پی و در محل گره های زیر کف فونداسیون در امتداد سه درجه آزادی انتقالی قرار داده شده اند. برای بدست آوردن مقدار سختی خاک زیر فونداسیون و به دست آوردن سختی هر فنر از روش ارائه شده توسط تاسولاس^۱ استفاده شده است [۱۰]. در این مقاله یک پی حلقوی قرار گرفته بر روی یک لایه خاک به صورت تحلیلی محاسبه شده و نمودارهایی برای سختی استاتیک افقی و قائم خاک با توجه به نسبت شعاع داخلی و خارجی فونداسیون حلقوی ارائه شده است. برای مدل سازی المان های فنر از المان های Spring1 استفاده شده است که مختص مدل سازی خاک می باشند. این المان ها بین یک گره که گرهی از سازه می باشد و زمین قرار می گیرند و تنها در یک جهت ثابت عمل می نمایند.

۵- بارگذاری برج

بارگذاری برج های خنک کننده طبق دستورالعمل آئین نامه VGB آلمان صورت می پذیرد [۱۲]. بر طبق این آئین نامه بارهای سرویس وارد بر سازه، بار وزن، تنش های ناشی از تغییرات درجه حرارت برج و بار باد می باشد.

۵-۱ بارگذاری وزن

که برای محاسبه وزن سازه، وزن مصالح مصرفی در نظر گرفته می شود که می توان وزن واحد حجم معادل 25 KN/m^3 را برای مصالح بتن مسلح در نظر گرفت.

**۵-۲ بار باد**

برای مدل‌سازی بار باد اعمالی بر برج خنک‌کننده از روش شبه استاتیک بر طبق روش ارائه شده در آئین نامه VGB استفاده گردیده است. در این روش بار باد به صورت یک بار گسترده متغیر در پلان و ارتفاع بر روی سطح خارجی برج اعمال می‌گردد که از روابط کلی زیر پیروی می‌نماید:

$$W_{ext}(z, \theta) = C_p(\theta) \times q_e(z) \quad (7)$$

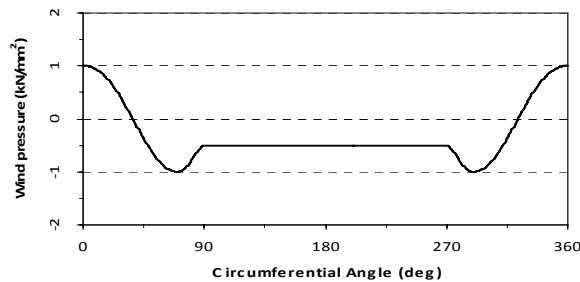
که در آن، $C_p(\theta)$ پارامتر توزیع فشار در جهت محیطی و $q_e(z)$ ضریب توزیع فشار باد در جهت ارتفاع می‌باشد. برای بدست آوردن ضریب توزیع فشار باد در جهت ارتفاع $q_e(z)$ ، طبق ناحیه بندی آئین نامه VGB عمل گردیده که با توجه به سرعت باد تعیین شده در آئین نامه ۵۱۹ بارگذاری ایران [۱۳]، ناحیه سوم مناسب می‌باشد که بر پایه آن مقدار q_e به صورت زیر انتخاب می‌گردد:

$$q_0(z) = 1.05 \times \left(\frac{z}{10} \right)^{0.22} \text{ kN/m}^2 \quad (8)$$

البته در بدست آوردن تابع توزیع فشار در ارتفاع ضریبی به نام ضریب تشدید دینامیکی که با پارامترهایی همچون شکل هندسی سازه، مقدار فشار پایه در راس برج و فرکانس حداقل مرتبط می‌باشد نیز تاثیرگذار می‌باشد که برای برج مورد بررسی این مقدار برابر $\phi = 1/0.75$ بدست آمده است. تابع $C_p(\theta)$ یک تابع بدون بعد نرمال شده است که با توجه به مقدار زبری سطح پوسته از طریق نمودارهای ارائه شده در آئین نامه VGB استخراج می‌گردد. علاوه بر بار اعمال شده بر سطح خارجی پوسته، یک بار مکش با شدت یکنواخت و تحت تقارن محوری بر سطح داخلی پوسته اعمال می‌گردد که شدت آن نیز طبق آئین نامه مذکور به صورت زیر می‌باشد:

$$W_{int} = -0.5 \times q_0(z_{max}) \quad (9)$$

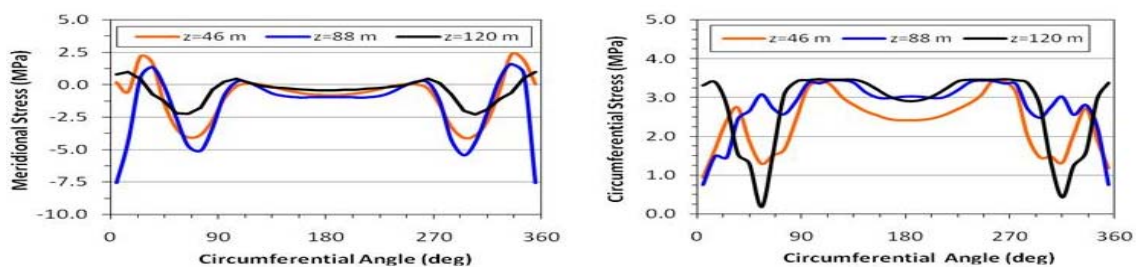
نمودارهای توزیع فشار باد در جهت محیطی در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۳ - نمودار توزیع بار باد در سطح پوسته در جهت محیطی برج

۶- بررسی نتایج

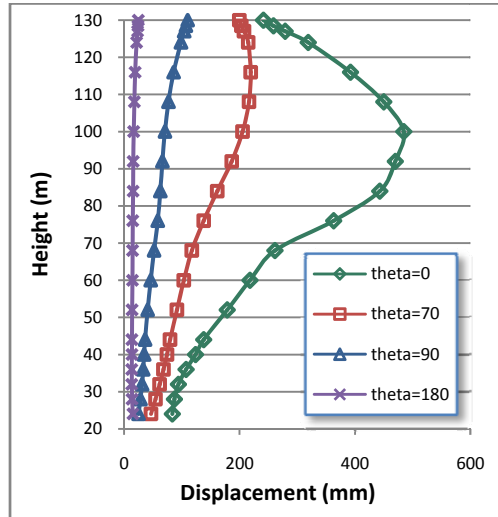
فرآیند انجام آنالیز بر روی سازه در دو مرحله جداگانه انجام می‌گیرد که در مرحله اول سازه تحت بار وزن تحلیل گردیده و تنش‌ها و تغییر مکان‌های اولیه در سازه پدید می‌آید و سپس در مرحله دوم سازه تحت آنالیز استاتیکی افزایشی با الگوی بارگذاری باد طراحی، قرار می‌گیرد. روند آنالیز تا مرحله گسیختگی و بروز رفتار نهایی سازه ادامه می‌یابد. برای کنترل نحوه و مراحل انجام آنالیز از روش طول کمان^۱ استفاده شده است. جهت بررسی توزیع تنش‌های محیطی و نصف‌النهاری بر روی سطح پوسته سه ردیف از المان‌های پوسته در ترازهای مختلف $Z=46$ ، $Z=88$ و $Z=120$ متر در سطح پوسته در نظر گرفته شده است. نمودار توزیع تنش برای این سه تراز در شکل ۴ ارائه شده است. آنچه‌آنکه در این شکل ملاحظه می‌گردد توزیع تنش در امتداد محیطی پوسته متقارن بوده و بیشترین مقادیر آنها در حوالی ناحیه رو به باد برج که بیشترین مقدار فشار باد در این نواحی اعمال می‌گردد شکل می‌گیرد. تنش‌های نصف‌النهاری در نواحی میانی پوسته بیشتر از نواحی بالا و پائین پوسته شکل می‌گیرد. همچنین با توجه به شکل‌ها ملاحظه می‌گردد که نمودارهای توزیع تنش‌های فشاری نسبت به تنش‌های کششی دارای تقارن بیشتری بوده و مقداری نامنظمی در تنش‌های کششی مشاهده می‌گردد که علت این امر را می‌توان در بوجود آمدن ترک‌های کششی در سطح پوسته دانست.



شکل ۴ - نمودار تغییرات تنش‌های محیطی و نصف‌النهاری در امتداد محیطی برج

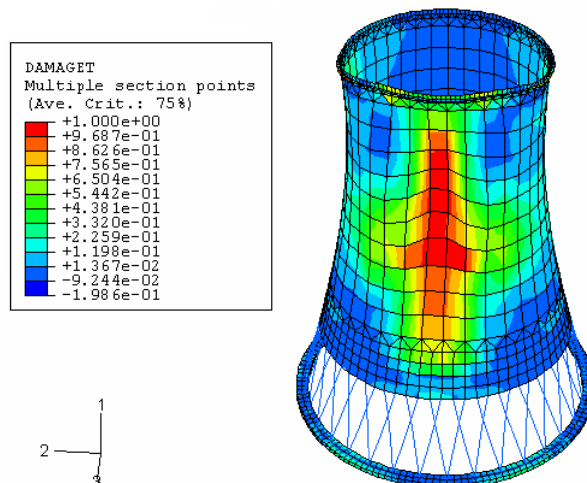
1 - Arc-Length

برای بررسی تغییر مکان‌های موجود در سطح پوسته چند مسیر از گره‌های پوسته با زوایای مختلف در امتداد محیطی و بر حسب افزایش ارتفاع برج تعیین شده است. با توجه به پروفیل بارگذاری باد در امتداد محیطی می‌توان دریافت که بیشترین مقدار فشار باد در امتداد محیطی برج در زوایای در حدود صفر و ۷۰ درجه بوجود می‌آید. بنابراین نمودار تغییر مکان مسیره‌های مذکور بر حسب ارتفاع در شکل ۵ نشان داده شده است. از بررسی نمودارها چنین برمی‌آید که میزان تغییر مکان در نواحی میانی برج بیشتر از نقاط بالا و پائین پوسته می‌باشد. البته با توجه به عملکرد طره‌ای برج انتظار می‌رفت که میزان تغییر مکان در ترازهای بالای پوسته بیشتر از سایر نقاط برج باشد که می‌توان دلیل کم بودن این مقدار را وجود رینگ سخت کننده در ناحیه بالای برج دانست که موجبات فراهم آمدن سختی بیشتر در پوسته و مقاومت در برابر تغییر مکان‌های پوسته را سبب گردیده است.



شکل ۵ - نمودار مسیره‌های تغییر مکانی برای زوایای مختلف برج نسبت به امتداد وزش باد

اولین نواحی بروز آسیب دیدگی در سطح پوسته در وجه رو به باد برج و در ناحیه‌ای در حدود یک سوم ارتفاع پوسته شکل گرفته است. علت بروز آسیب‌ها در ناحیه مذکور را می‌توان به دو دلیل خمش نصف‌النهاری ناشی از اثر بار باد بر روی پوسته و دیگری اثر خمش برون صفحه‌ای ناشی از نیروهای محیطی در نظر گرفت. نمودار توزیع پارامتر آسیب کششی در سطح پوسته در شکل ۶ نشان داده است. ملاحظه می‌گردد که بیشترین مقادیر آسیب‌های کششی در سطح پوسته در نواحی اعمال بیشترین فشار باد شکل گرفته است. همچنین با توجه به شکل می‌توان ملاحظه نمود که در اثر عملکرد طره‌ای بار باد و تنش‌های کششی ایجاد شده در نواحی رو به باد قسمتهایی از فونداسیون نیز دچار آسیب‌های کششی شدید گردیده است

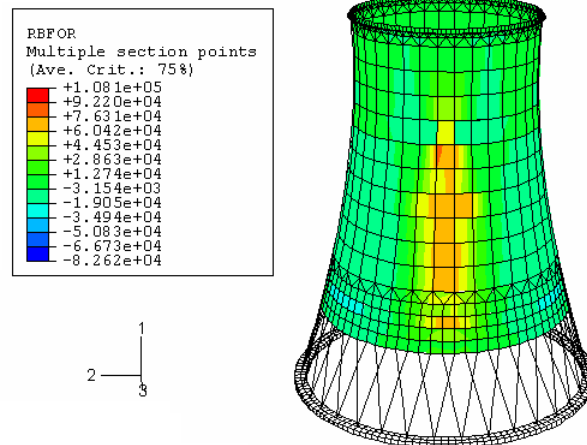


شکل ۶ - کانتور توزیع میزان آسیب‌های کششی در سطح پوسته

ناحیه تسلیم آرماتورها تقریباً همان ناحیه آسیب دیده سطح برج می‌باشد که به دلیل از دست رفتن مقاومت بتن تمام نیروهای وارد بر پوسته در این قسمت توسط آرماتورها تحمل می‌شود. در شکل ۷ کانتور توزیع مقدار نیروی بوجود آمده در آرماتورهای سطح پوسته بیان شده است. اولین



تسلیم‌شدگی آرماتورهای سطح پوسته از تراز حدود ۴۰ متری ارتفاع برج آغاز می‌گردد. سپس تسلیم آرماتورهای نصف‌النهاری در امتداد محیطی گسترش یافته و شروع به افزایش می‌نماید. در نهایت و به هنگام گسیختگی در نزدیکی ناحیه گلوگاه بیشترین مقدار نیرو در آرماتورهای نصف‌النهاری به وقوع می‌پیوندد و گسیختگی در آرماتورهای این ناحیه رخ می‌دهد که به دنبال آن گسیختگی کلی سازه به وقوع می‌پیوندد



شکل ۷ - کانتور توزیع میزان نیروی کششی ایجاد شده در آرماتورهای سطح پوسته

نتیجه‌گیری

آغاز رفتار غیرخطی برج با شکل‌گیری ترک‌های کششی و در نواحی وسط ارتفاع پوسته آغاز می‌گردد. با افزایش مقدار بار اعمالی در گام‌های نزدیک به بار نهایی تسلیم قسمتی از آرماتورهای سطح پوسته اتفاق می‌افتد. پس از وقوع تسلیم اولیه در آرماتورهای پوسته ادامه روند تسلیم آرماتورها در جهت محیطی برج گسترش می‌یابد که این امر به طور چشمگیری موجب کاهش ظرفیت باربری پوسته برج گشته و در نهایت به گسیختگی سازه منجر می‌گردد. در نهایت می‌توان عامل اصلی گسیختگی برای پوسته برج مورد مطالعه را تسلیم موضعی در آرماتورهای ناحیه آسیب دیده بحرانی پوسته ذکر نمود.

مراجع

1. P.C. Bamu, A. Zingoni. (2005) Damage, deterioration and the long-term structural performance of cooling-tower shells: A survey of developments over the past 50 years. *Engineering Structures*, **27**, 1794–1800
2. Mang HA, Floegl H, Trappel F, Walter H. (1983), Wind-loaded reinforced concrete cooling towers: buckling or ultimate load? *Engineering Structures*, **5**, 163–180.
3. Milford RV, Schnobrich WC. (1984) Nonlinear behavior of reinforced concrete cooling towers. *Civil Engineering Studies structural research series*, University of Illinois, no.514.
4. Hara T, Kato S, Nakamura H. (1994) Ultimate strength of RC cooling tower shells subjected to wind load. *Engineering Structures*, **16**, 171–180.
5. Mahmoud BEH, Gupta AK. (1995) Inelastic large displacement behavior and buckling of cooling tower. *Journal of Structural Engineering(ASCE)*, **121**, 981–985.
6. Hyuk Chun Noh. (2006) Nonlinear behavior and ultimate load bearing capacity of reinforced concrete natural draught cooling tower shell. *Engineering Structures*, **28**, 399–410.
7. Saeid Sabouri-Ghomi, Mehdi Hadj Karim Kharrazi b, Payman Javidan. (2006) Effect of stiffening rings on buckling stability of R.C. hyperbolic cooling towers. *Thin-Walled Structures*, **44**, 152–158.
8. Busch D, Harte R, Kratzig WB, Montag U. (2002) New natural draught cooling tower of 200 m height. *Engineering Structures*, **24**, 1509–1521.
9. ABAQUS/Standard User's Manuals, (2002) Version 6.3. Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., USA.
10. John L. Tassoulas, Eduardo Kausel. (1984) On The Dynamic Stiffness Of Circular Ring Footing on an Elastic Stratum. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, **8**, 411-426.
11. Hyuk Chun Noh. (2005) Ultimate strength of large scale reinforced concrete thin shell structures. *Thin-Walled Structures*, **43**, 1418–1443
12. VGB Guideline. (1990) VGB guideline for structural design of cooling towers.
13. Iranian Building Codes and Standards. (2000) Minimum design load for ordinary buildings and structures. *standard no. 519*, 2nd. ed., S-304, BHRC Technical Committee.