



مطالعه رفتار دال تخت مجوف دوطرفه کوبیاکس با گوی لهدیده تحت بار ثقلی با استفاده از آزمایش‌های تمام مقیاس و مدل‌سازی عددی

فرهنگ فرحب^{۱*}، مهدی مواسات^۲

۱. استادیار، دکترای عمران-سازه، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران-زلزله، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۶۹۶-۱۳۱۴۵، f.farahbod@bhrc.ac.ir

چکیده

یکی از سقف‌های متداول برای پوشش دهانه‌های بزرگ، سقف‌های سازه‌ای جدید مانند دال تخت مشبک و دال مجوف است. دال کوبیاکس، از میان آنها، با کاهش حدود ۳۰ درصدی مصرف بتن و بار مرده از جمله سیستم‌های مطلوب و اقتصادی دال تخت به شمار می‌رود. مقاله حاضر به بررسی رفتار سازه‌ای دال تخت کوبیاکس با گوی لهدیده به صورت آزمایشگاهی و عددی می‌پردازد. برای بررسی رفتار این سیستم در مقیاس واقعی، نمونه‌ای از یک سازه واقعی یک طبقه بتن آرمه به ابعاد ۳۲ متر در ۳۲ متر متشکل از سه دهانه دال تخت کوبیاکس (دو دهانه کناری ۱۰ متری و یک دهانه میانی ۱۲ متری در هر دو جهت) در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی ساخته و تحت آزمایش بارگذاری و باربرداری ثقلی با سیال آب و با در نظر گرفتن ترتیب‌های مختلف بار زنده در دهانه‌های مختلف سقف قرار گرفته است. در این آزمایش، مقادیر بار ثقلی و پاسخ‌های واقعی تغییر شکل سازه اندازه‌گیری، منحنی بار-تغییر مکان به همراه ارزیابی تغییرشکل‌های ماندگار، ترک‌خوردگی و نحوه توزیع ترک‌ها در مقادیر بار بالاتر از تراز بهره‌برداری و رفتار بلند مدت این سیستم تحت بار ثقلی مورد ارزیابی قرار گرفت. همچنین، ضرایب ترک‌خوردگی معادل رفتار غیرخطی بتن با استفاده از مدل‌سازی خطی به روش اجزاء محدود به دست آمد. نتایج مهم حاصل از مطالعه حاضر رفتار مناسب این سیستم را تحت بارهای ثقلی کوتاه مدت نشان داد. ولی برای بررسی رفتار آن در برابر بارهای بلند مدت نیاز به مطالعات بیشتری است.

کلیدواژگان

دال مجوف، کوبیاکس، آزمایش تمام مقیاس، آزمایش بارگذاری، سختی خمشی، تاب‌آوری، خیز بلند مدت

Behavior of Hollow-Core Two-Way Flat Slab with Slender Type Void Former under Gravity Loads Using Full-Scale Experimental Test and Analytical Modeling

Farhang Farahbod^{1*}, Mahdi Movasat²

1. Assistant Professor, Civil-Structural ENG, Department of structural engineering, Road, Housing, and Urban Development Research Center, Tehran, Iran

2. Master of science student, Civil-Earthquake ENG, Department of structural engineering, Road, Housing, and Urban Development Research Center, Tehran, Iran

* P.O. Box 13145-1696, Tehran, Iran, f.farahbod@bhrc.ac.ir

Abstract

One of conventional roofs for using in large-spans is new slab types such as waffle and hollow-core slabs. Cobiax hollow core slab, with about 30% reduction in concrete consumption and dead load is one of the most cost efficient and adequate flat slab systems. The present experimental and numerical study is focused on the structural behavior of Cobiax hollow core flat slab with slender type void former. For having a real assessment of the structure's behavior, a full-scaled one story reinforced concrete structure with dimension of 32 by 32 meters consisted of Cobiax flat slab (two 10m outer Spans and a 12m middle span length in both directions) was built in Road, Housing, and Urban Development Research Center site and was loaded and unloaded with water as loading agent, considering different live load arrangements in various roof spans. In this test, the gravitational loads and resulting deflection responses were measured. Furthermore, load-displacement curves and permanent displacements, cracking and crack propagation under loads more than serviceability load level as well as long term deflection under gravity load were investigated. Besides the cracking coefficient equivalent to nonlinear behavior of concrete was obtained using finite element software modeling. The main result of this research showed the suitable behavior of this system under short-term gravitational loads but additional studies are required for assessment of long-term deflections.

Keywords

Hollow Core Slab, Cobiax, Full-Scale Loading Test, Load Bearing Behavior, Bending Stiffness, Long-Term Deflection

۱- مقدمه

امروزه توسعه‌ی شهرنشینی و افزایش جمعیت و محدودیت در فضاهای قابل ساخت، موجب شده تا سرعت ساخت سازه‌های ساختمانی اهمیت چشمگیری یابد. از سوی دیگر، وزن ساختمان پارامتر مهمی در طراحی اقتصادی سازه‌های ساختمانی به‌شمار می‌رود. به عبارت دیگر، وزن پایین‌تر ساختمان منجر به نیروی زلزله‌ی کمتر و ابعاد تیرها و ستون‌های کوچکتر خواهد شد. علاوه بر این، یکی از مهمترین اجزای سازه‌های ساختمانی، سقف است. سقف به عنوان منتقل کننده‌ی بارهای جانبی و قائم، به ستون‌ها و سیستم باربر جانبی، نقش سازه‌ای مهم و غیر قابل انکاری را دارد. به علاوه، سقف‌ها از نظر هزینه‌ی ساخت سازه‌ها، از اهمیت بالایی برخوردار هستند. به طوری که سقف بیش از ۵۰٪ هزینه‌های مربوط به ساخت اسکلت را تشکیل می‌دهد. از همین رو در طول زمان، محققان سیستم‌های مختلفی را برای سقف ساختمان‌های اداری، مسکونی و صنعتی پیشنهاد داده‌اند. سیستم‌هایی همچون دال یک طرفه، دال تخت، دال تخت با تیرهای پیرامونی، دال-تیر، دال مشبک، دال مجوف یک طرفه و دال مجوف دو طرفه در طول زمان پیشنهاد شده است. گروهی از سقف‌های مجوف که از قالب‌های ماندگار کروی استفاده می‌نمودند در اوایل دهه‌ی نود میلادی در دانمارک ابداع گشت [1]. در این سیستم، توپ‌های مجوف به صورت منظم و به فاصله‌ی کم از یکدیگر در سقف چیده و شبکه‌های میلگرد دوطرفه نیز در زیر و روی توپ‌ها نصب می‌شدند. نام سقف حبابی نیز برای این نوع سقف مجوف به‌کار می‌رود. سیستم سقف حبابی در واقع یک دال خمشی دوطرفه است که نمی‌توان آن را به سادگی با سیستم‌های تیرچه متعامد شبیه‌سازی نمود.

سیستم دال دو طرفه در ترکیب با ستون‌ها، یک قاب ساختمانی را تشکیل می‌دهد که به علت دارا بودن صلبیت خمشی در محل اتصالات می‌تواند لنگر خمشی ناشی از تغییرشکل ثقلی قاب را تحمل کند. کاربرد سیستم قاب خمشی متشکل از ستون و دال بتنی تحت بار لرزه‌ای به علت امکان تغییرشکل جانبی زیاد و عدم شکل‌پذیری کافی اتصالات دال و ستون برای مناطق با خطر زلزله زیاد نامناسب است و باید از همراهی سیستم‌های باربر جانبی دیگر نظیر دیوار برشی استفاده شود. در سالهای اخیر، در کشور ما اقبال ویژه‌ای به دال‌های مجوف دو طرفه با نام تجاری کوبیاکس شده است. این سقف‌ها به دلیل باربری دو طرفه و کاهش مصرف بتن می‌توانند ضمن افزایش سرعت ساخت‌وساز، عملکرد سازه‌ای را نیز بهبود بخشند و هزینه‌های مرتبط با قالب‌بندی را نیز کاهش دهند. در این میان، اطمینان از عملکرد این گونه سقف‌ها از اهمیت بالایی برخوردار است.

این پژوهش به منظور اطمینان از عملکرد این سقف‌ها، ظرفیت آنها در باربری ثقلی و لرزه‌ای و عملکرد بلندمدت آنها تحت بار ثقلی دائمی را مورد مطالعه قرار می‌دهد. همچنین، سختی خمشی و برشی این سیستم نیز در این نگاره مورد بررسی قرار گرفته است.

به همین منظور، با همکاری مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، نمونه‌ای با مقیاس واقعی از سقف دال کوبیاکس برای آزمایش بارگذاری ثقلی ساخته شده است. این سازه یک‌طبقه دارای سیستم باربر جانبی متشکل از دال حبابی و ستون به‌علاوه دیوار برشی بتنی است. تراز شکل‌پذیری لرزه‌ای متوسط برای طراحی جزئیات سازه‌ای در نظر گرفته شده است.

۲- مروری بر تحقیقات گذشته

۲-۱- مطالعات انجام شده در خصوص آزمایش بارگذاری بزرگ مقیاس

آزمایش‌های بارگذاری در اواخر قرن هجدهم برای حصول اطمینان از مقاومت سازه (با ضریب اطمینان منطقی) در برابر بارهای بهره‌برداري به وجود آمدند. داده‌های تاریخی نشان می‌دهد که آزمایش بارگذاری برای رسیدن به سه هدف اصلی انجام می‌شود:

الف) اثبات توانایی سازه در تحمل بارهای طراحی با ضریب اطمینان مناسب

ب) اثبات توانایی سازه در تحمل بارهای طراحی به‌طوری‌که کارایی آن حفظ شود و مقادیر تغییر شکل آن از معیارهای مربوط تجاوز نکند.

ج) بارگذاری تا مرحله خرابی که مقاومت نهایی عضو سازه‌ای (چه در آزمایشگاه و چه در محیط واقعی) را نشان دهد.

بار مورد استفاده در نخستین آزمایش‌های انجام شده در آمریکا دو برابر بار زنده وارده بر سازه اعمال گردید. اگرچه مبنای دقیقی برای تعیین این مقدار به‌دست نیامده است، این بار برای آزمایش سازه‌های طراحی شده با روش تنش مجاز مورد استفاده قرار می‌گرفت، اما این معیار در سال ۱۹۶۳ از ACI کنار گذاشته شد [2].

آزمایش‌های بارگذاری در ACI 318 با تغییر روش طراحی به روش مقاومت نهایی در سال ۱۹۶۳ و ۱۹۷۱ تغییر چندانی نداشت. اما این تغییر منجر به کاهش ضریب اطمینان نسبت به روش تنش مجاز و در نتیجه سازه‌های نرم‌تر گردید؛ لذا مقدار کل بار آزمایش حدود ۱۰٪ کاهش یافت. در صورتی که معیار تغییر شکل ثابت ماند [3].

در طول زمان مقدار بار کل آزمایش در آیین نامه ACI 318 از بیشینه $TL=1.5D+2.0L$ تا کمینه $TL=0.85(1.4D+1.7L)$ تغییر یافت.

روش‌های نوین آزمایش بارگذاری عموماً شامل مراحل متعددی از چرخه‌های بارگذاری و بار برداری هستند. علت این امر می‌تواند دستیابی به اطمینان نسبت به پاسخ سازه به صورت خیز و یا بازگشت آن باشد [4]. مدت زمان ماندگاری بار نهایی آزمایش روی سازه حداقل ۲۴ ساعت در نظر گرفته شد (زیرا رابطه‌ای میان پاسخ آزمون‌های کوتاه‌تر و آزمون ۲۴ ساعته به‌دست نیامد). این ۲۴ ساعت به منظور بررسی اثر خزش بر بتن (البته به اندازه محدود) و به تعادل رسیدن پاسخ سازه در برابر بار نهایی مورد استفاده در نظر گرفته شد [4].

۲-۲- مطالعات پیشین انجام شده در خصوص سختی خمشی و خیز قائم دال مجوف

نظر به اینکه در رفتار خمشی یک مقطع بتن آرمه در حالت نهایی، می‌توان از بتن ناحیه ترک‌خورده کششی در پایین تار خنثی صرف‌نظر نمود (مطابق شکل ۱)، لذا در سیستم دال حبابی از این مفهوم استفاده نموده و بتن این ناحیه حذف و با کره‌هایی از جنس پلی اتیلن فشرده (HDPE) جایگزین شده است. سپس، دال بتنی طبق استانداردهای EC2 و BS 8110 چنان طراحی می‌شود که توپ‌ها از بالا و پایین مابین دو لایه بتن به گونه‌ای قرار بگیرد که ضخامت لایه‌ها تقریباً برابر با عمق بلوک فشاری در دال توپر مشابه باشد. شایان ذکر است که در صورت افزایش بار، ارتفاع بلوک فشاری بیشتر می‌شود و تنش فشاری به قسمت توپر بتنی ما بین توپ‌ها سرایت می‌کند. اگرچه که این بخش از دال به خاطر وجود حفره‌ها مقاومت کمتری دارد، اما تحقیقات نشان می‌دهد که افزایش بار تا ۲۰٪ تأثیر محسوسی در رفتار این سیستم نداشته است [5].

ضخامت برابر با 0.64، با ظرفیت خمشی دال توپر برابر است، ولی تغییرمکان دال‌های حبابی در مقایسه با دال توپر اندکی بیشتر می‌باشد [7].

۳-۲- مطالعات پیشین انجام شده در خصوص مقاومت برشی یکطرفه دال مجوف

مقاومت برشی دال بتن آرمه کاملاً به ضخامت جان مقطع بتنی وابسته است. لذا با در نظر گرفتن فضای خالی ایجاد شده با توپ‌ها، مقاومت برشی سقف حبابی به شدت نسبت به دال توپر کاهش می‌یابد. مدل‌سازی‌ها نشان می‌دهد که مقاومت برشی دال مجوف ۶۰ تا ۸۰٪ مقاومت برشی دال توپر با ارتفاع یکسان می‌باشد. به همین خاطر ضریب ۰.۶ در طراحی برشی دال حبابی در نظر گرفته می‌شود. حال با توجه به اهمیت برش در طراحی دال‌ها، گروه‌های متعددی دست به انجام آزمایش‌ها جهت تعیین ظرفیت برشی دال حبابی تحت شرایط گوناگون زدند [5].

پروفسور کلینمن^۵ از دانشگاه صنعتی آیدن‌هوفن هلند در سال ۲۰۰۶، با همکاری مرکز تحقیقاتی A+U آزمایش برش را بر روی دو نمونه دال حبابی با ضخامت یکسان (۳۴۰ میلی‌متر) انجام دادند. نمونه‌ها با استفاده از شاه‌تیرهای فولادی آزاد با گیردار تقویت شدند و در دو نقطه مختلف تحت بار قرار گرفتند. نتایج مطالعات آنان نشان داد که ظرفیت برشی دال حبابی با شاه‌تیر دو سر آزاد نسبت به دال توپر به سرعت کاسته شد. همچنین، این روند با دور شدن بار از محل تکیه‌گاه افزایش یافت.

در سال ۲۰۰۴ پروفسور نیلسن^۶ از دانشگاه صنعتی دانمارک با همکاری شرکت مهندسی مشاور AEC آزمایش‌هایی بر روی مقاومت برشی و برش پانچ این سیستم انجام دادند. نمونه استفاده شده در این تحقیق ۱۸۸ میلی‌متر ضخامت داشت و از نسبت a/d (ارتفاع دال و ارتفاع گوی توخالی) برابر با ۱.۴ استفاده شد. در نتیجه مقاومت برشی به دست آمده ۸۰٪ دال توپر و برش پانچ ۹۰٪ دال توپر مشابه اندازه‌گیری شد [5].

در سال ۲۰۰۴ در آزمایش‌هایی که در دانشکده مهندسی هورسنس^۷ دانمارک صورت گرفت، مانک^۸ و مورک^۹ مقاومت برشی دال حبابی بدون تیر اصلی با ضخامت ۱۳۰ میلی‌متر و نسبت a/d برابر با ۲.۳ را به دست آوردند. در نتیجه، مقاومت برشی ۷۶٪ دال توپر متناظر به دست آمد [5].

در سال ۲۰۱۳ بیندیا^{۱۰} و همکاران از دانشگاه صنعتی کلوج ناپوکا^{۱۱} رومانی در یک مطالعه آزمایشگاهی با ساخت ۵ نمونه (۴ نمونه دال حبابی و یک دال توپر) به بررسی رفتار این سیستم پرداختند. در نتیجه این تحقیق مقاومت برشی دال حبابی ۹۷٪ دال توپر به دست آمد [8].

۴-۲- مطالعات پیشین انجام شده در خصوص برش سوراخ‌کننده (منگنه‌ای) در دال مجوف

برش سوراخ‌کننده بر اثر وارد آمدن مقادیر بالایی از بار متمرکز بر دال بتنی رخ می‌دهد. این پدیده در ساختمان‌های بتنی با دال تخت در محل تقاطع ستون‌ها با دال بیشتر به چشم می‌خورد. طراحی دال حبابی در برابر برش منگنه‌ای بسیار شبیه به طراحی دال توپر است. نخست کفایت مقاومت برشی مقطع دال مجوف کنترل می‌گردد و سپس، در صورت عدم کفایت روشی برای تقویت برشی دال در نظر گرفته می‌شود. در وهله اول با حذف گوی‌ها

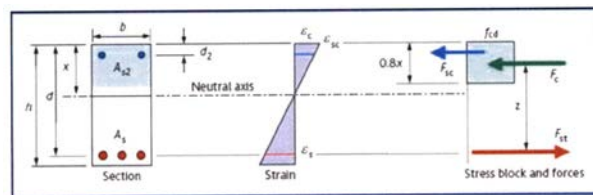


Fig. 1 Stress distribution in concrete beam

شکل ۱ توزیع تنش در تیر بتنی

سال ۲۰۰۶ در دانشگاه صنعتی آیدن‌هوفن^۱ و دانشکده فنی دلفت^۲ در هلند آزمایش‌هایی برای تعیین سختی خمشی دال‌های حبابی انجام دادند. در این آزمون‌ها با استفاده از کمترین و بیشترین اندازه گوی‌های دال حبابی (۲۳۰ و ۴۵۵ میلی‌متر قطر) به این نتیجه رسیدند که رفتار خمشی سیستم دال حبابی تحت بار ثقلی کوتاه مدت درست مانند دال توپر است.

در سال ۲۰۰۸ در دانشگاه صنعتی دارمشتات^۳ آلمان نیز آزمایش‌هایی برای تعیین سختی خمشی دال حبابی انجام پذیرفت. نتایج در تأیید آزمایش‌های انجام شده در هلند نشان داد که تحت شرایط یکسان و با مقاومت برابر، سختی خمشی دال حبابی ۸۵٪ دال توپر متناظر آن بود. در حالی که بار مرده آن ۶۶٪ دال توپر اندازه‌گیری شد. در نتیجه، طبق انتظار خیز قائم دال حبابی کمی بیشتر از دال توپر به دست آمد. البته با توجه به کاهش قابل ملاحظه در بار مرده در کنار این کاهش سختی، نتایج حاکی از بالاتر بودن ظرفیت باربری در این سیستم بود [5].

در سال ۲۰۰۹ و در دانشگاه صنعتی کایلشولترن^۴ یک نمونه بزرگ مقیاس از دال حبابی دو طرفه تخت تحت بار پیچشی مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه دال مورد بررسی با ضخامت ۳۰ سانتیمتر و گوی‌های کروی با قطر ۱۸ سانتیمتر ساخته شد. همچنین، چهار پایه در اطراف دال جهت اعمال بار تعبیه گشت. در نتیجه ترک‌های خمشی در بالای دال بین دو محل اعمال بار و در پایین مابین دو تکیه‌گاه به وجود آمدند. مود خرابی خمشی-برشی در محل اتصال یکی از پایه‌ها به دال رخ داد و در نتیجه، گوی‌ها در توزیع ترک‌ها تأثیر چندانی نداشتند. در ادامه، با استفاده از روش اجزای محدود و به صورت غیرخطی، همین نمونه مورد بررسی قرار گرفت که نتایج آزمایشگاهی را تأیید کرد [6].

در خصوص مقاومت خمشی دال‌های حبابی و مقایسه آن با دال‌های توپر، کار آزمایشگاهی دیگری توسط ابراهیم و همکاران در سال ۲۰۱۳ در دانشگاه بغداد انجام شد. در این آزمایش، ۶ نمونه با طول و عرض یک متر در نظر گرفته شد که دو نمونه به صورت توپر و ۴ نمونه نیز به صورت حبابی مورد آزمایش قرار گرفت. این نمونه‌ها با استفاده از جک در ۵ نقطه به صورت هم‌زمان تحت بار واقع گردید. در نمونه دال‌های حبابی نسبت قطر گوی به ضخامت دال تغییر کرد و تأثیر آن در ظرفیت خمشی دال مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد برای دال‌هایی که نسبت قطر گوی به ضخامت دال برابر با 0.51 یا 0.64 است، ظرفیت خمشی برابر با ظرفیت خمشی دال توپر می‌باشد ولی با افزایش این نسبت به 0.8 حدود 10 درصد ظرفیت خمشی دال کاهش می‌یابد. ظرفیت خمشی دال‌های حبابی با نسبت قطر حباب به

⁵ Kleinmann

⁶ Nielsen

⁷ Horsens

⁸ John Munk

⁹ Tomas Moerk

¹⁰ Bindea

¹¹ Cluj-Napoca

¹ Eindhoven

² Delft

³ Darmstadt

⁴ TU Kaiserslautern

- لرزه‌ای متوسط برای طراحی جزئیات سازه‌ای در نظر گرفته شده است. مشخصات کلی پروژه مورد نظر به شرح زیر است:
- ساختمان در شهر تهران قرار دارد.
 - کاربری روی سقف اول اداری و روی سقف دوم بام است.
 - نوع سازه: اسکلت بتنی
 - سیستم سازه‌ای قاب ساختمانی به همراه دیوار برشی متوسط در هر دو جهت است.
 - نوع سقف: دال دوطرفه کوبیباکس به ضخامت ۴۰ سانتی‌متر با گوی تخت S260
 - قاب ساختمانی از دال کوبیباکس و ستون تشکیل شده است. شایان ذکر است در این مطالعه با توجه به آنکه ستون‌های طبقه دوم و سقف بام ساخته نشده بودند، لذا آزمایش بارگذاری و باربرداری بر روی سقف طبقه اول انجام شده است.

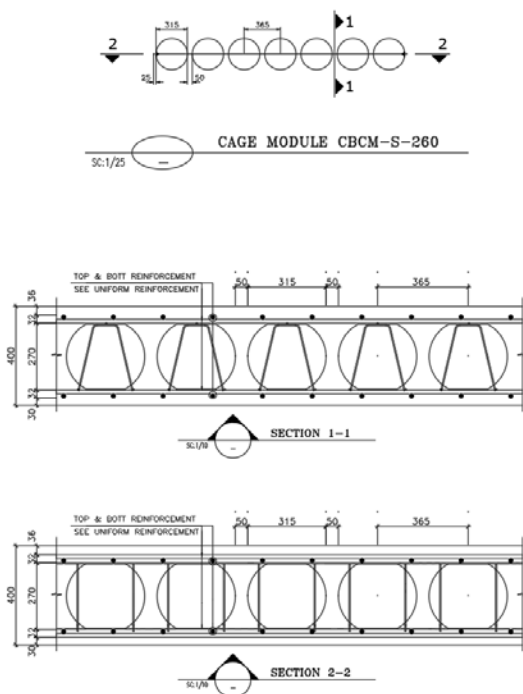


Fig. 2 Cobiax S260 slab section and details

شکل ۲ مقطع و جزئیات اجرایی دال S260 کوبیباکس

مشخصات سازه اجرا شده و مصالح مصرفی در آن عبارت‌اند از:

بتن مصرفی در این پروژه دارای میانگین مقاومت فشاری ۴۰ مگاپاسکال روی نمونه مکعبی است. برای شبکه فولادی نیز از میلگرد پر مقاومت A4 با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال استفاده شده است. پلان ساختمان مورد نظر دارای مساحت ۱۰۲۴ مترمربع بوده و دارای ۳ دهانه در هر جهت است که اندازه دو دهانه کناری ۱۰ متر و اندازه دهانه وسطی ۱۲ متر می‌باشد. ارتفاع ستون‌ها ۵/۲ متر و ابعاد مقطع ستون‌ها ۶۰ سانتی‌متر در ۶۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است و دارای ۱۲ میلگرد طولی با قطر ۲۰ میلی‌متر می‌باشد. پلان ساختمان در شکل ۲ نشان داده شده است. در چهار گوشه پلان چهار دیوار برشی L شکل به طول ساق ۳ متر تعبیه شده است که با ستون‌های گوشه پلان ترکیب شده‌اند. ضخامت دال حبابی سیستم کوبیباکس برابر ۴۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است که توپ‌های بیضی شکل به ارتفاع ۲۷۰ و

در محل رخداد برش سوراخ‌کننده و تبدیل سیستم به دال توپر دال تقویت می‌گردد. چنانچه به این روش کفایت مقطع حاصل نشود، با سایر روش‌های متداول از جمله کلاک برشی، افزایش ضخامت دال در محل مذکور و غیره استفاده می‌شود.

محققان دانشگاه دارمشتات با مطالعه و بررسی رفتار برش منگنه‌ای در دال حبابی (با آزمایش نمونه‌های با ضخامت ۲۴۰ و ۴۵۰ میلی‌متری) اذعان داشتند که توزیع ترک‌ها به مانند دال توپر بوده و شکست برشی منگنه‌ای در بارگذاری‌های موردنظر رخ نداده است. در این آزمایش‌ها، به طور میانگین ظرفیت برشی دال حبابی ۸۰٪ ظرفیت دال توپر به دست آمد. همچنین، طی یک سری آزمایش‌های جامع به بررسی خصوصیات برش منگنه‌ای در این نوع دال پرداختند. نمونه‌های مورد بررسی در این تحقیق دارای عمق ۲۴۰ و ۴۵۰ میلی‌متر بود تا کم‌عمق‌ترین و عمیق‌ترین نمونه‌های تجاری این محصول را پوشش دهند. در میانه این دال‌ها یک ستون کوتاه تعبیه شد تا بارگذاری برش سوراخ‌کننده را در محیط واقعی شبیه‌سازی کند و دال در هشت تکیه‌گاه با چپش شعاعی مهار شد. نتایج نشان داد که اگرچه توزیع ترک‌ها تغییری نمی‌کند، اما مقاومت برش منگنه‌ای کاهش محسوسی نسبت به دال توپر دارد. علاوه بر این، پس از شکست برشی دال آزمایش‌شده مشاهده گردید که زاویه ترک‌ها از ۳۰ تا ۴۰ درجه متغیر است.

برای فهم بهتر از رفتار مکانیکی این سیستم، مدلی سه‌بعدی با استفاده از نرم‌افزار DIANA برای این سازه ساخته شد. آنالیز اجزاء محدود با استفاده از این مدل نیز رفتار برش پانچ این سیستم را تأیید کرد. با توجه به این نتایج محققان پیشنهاد کردند که در صورتی که سطح ترک برشی از میانه توپ‌های دال حبابی عبور کند، مساحت مقطع توخالی از مساحت کل مقطع تحت برش کسر شده و محاسبات بر مبنای این سطح جدید انجام شود. برخی دیگر از محققان پیشنهاد می‌دهند که برای کاهش ریسک توپ‌ها در محیط برش پانچ حذف گردد و دال به صورت توپر طرح و اجرا شود [5].

۲-۵- جمع‌بندی مطالعات پیشین

با توجه به مطالعات پیشین که عمدتاً به بررسی رفتار سیستم دال تخت مجوف با توپ‌های کروی پرداختند و همچنین برای بررسی رفتار این سیستم در شرایط واقعی تحت اثر مشترک خمش، برش و برش منگنه‌ای و علاوه بر آن عدم بررسی رفتار بلند مدت این سیستم (رفتار بلند مدت در مقیاس یک سال) در تحقیقات پیشین، در این پژوهش به بررسی تجربی و تحلیلی رفتار دال مجوف کوبیباکس با گوی لهیده تحت بارهای ثقیلی کوتاه و بلند مدت پرداخته شد. همچنین، مقادیر بار ثقیلی و پاسخ‌های واقعی تغییر شکل سازه اندازه‌گیری، منحنی بار- تغییر مکان به همراه ارزیابی تغییرشکل‌های ماندگار، ترک‌خوردگی و نحوه توزیع ترک‌ها در بارهایی بیش از بار بهره‌برداری مورد بررسی و ارزیابی قرار می‌گیرد.

۳- مطالعات آزمایشگاهی

۳-۱- آزمایش‌های بارگذاری

برای بررسی رفتار این سیستم نمونه‌ای با مقیاس واقعی از سقف دال کوبیباکس در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی برای آزمایش بارگذاری ثقیلی ساخته شد. این سازه یک‌طبقه دارای سیستم باربر جانبی متشکل از دال حبابی و ستون به‌علاوه دیوار برشی بتن‌آرمه است. تراز شکل‌پذیری

قطر ۳۱۵ میلی‌متر در فواصل آزاد ۵۰ میلی‌متر در آن به کار رفته است. در اطراف سرستون‌ها تا فاصله ۱/۵ الی ۲/۰ متر دال به صورت توپر اجرا شده است تا خطر برش منگنه‌ای برطرف گردد.

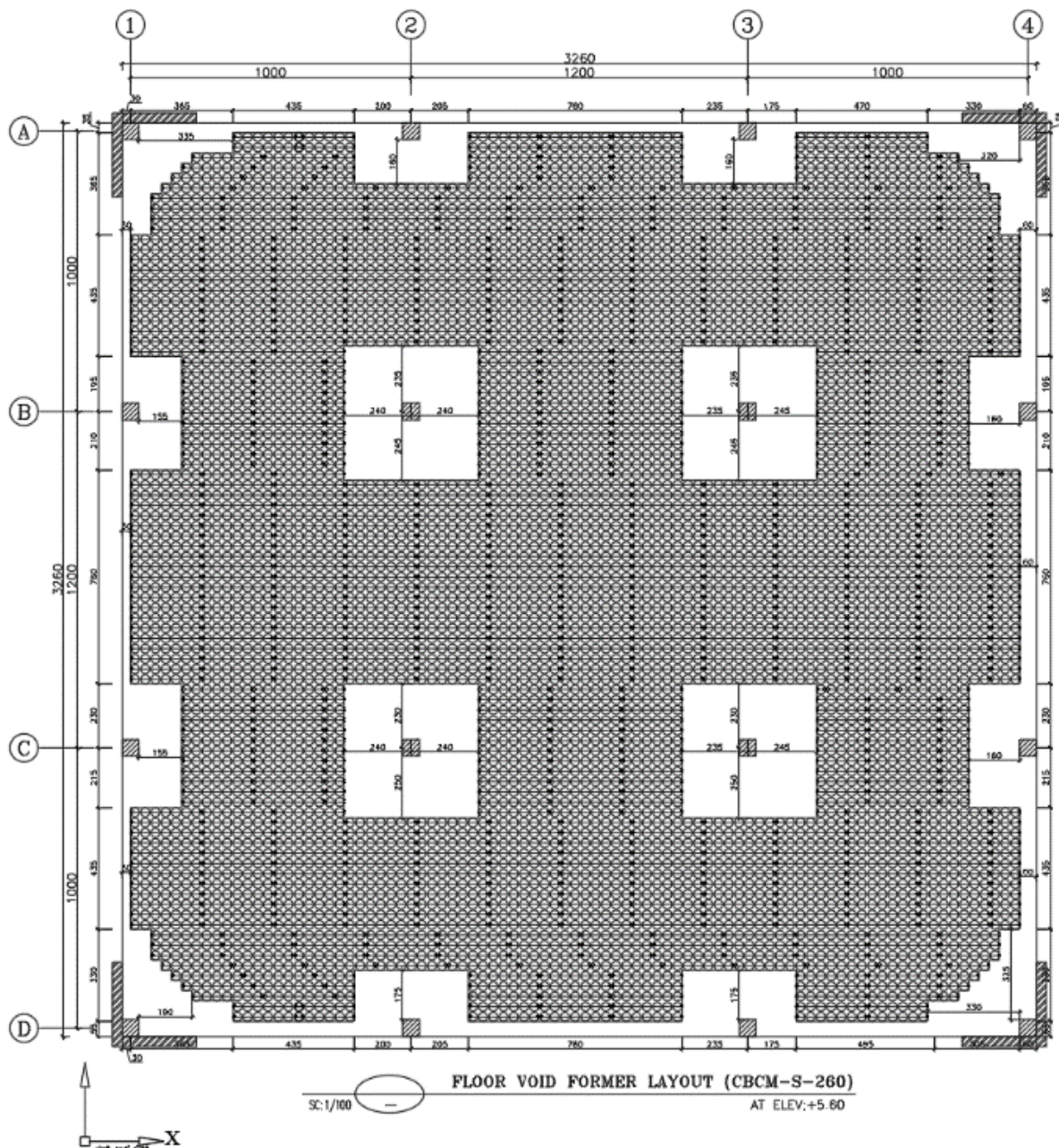


Fig. 3 Cobiax void former layout

شکل ۳ جزئیات قرارگیری گوی‌های کوبیاس

۳-۱-۱- تجهیزات و آماده سازی

برای بارگذاری گسترده یکنواخت با بررسی روش‌های بارگذاری ممکن، روش بارگذاری با سیال آب انتخاب شد. برای انجام دادن این کار مهم چهار عدد استخر (مطابق شکل ۴) احداث گشت.

- این آزمایش طی ۴ روز در ۱۰ گام بارگذاری و ۷ گام باربرداری انجام شد.
- ترکیب شماره ۲ برای رسیدن به حداکثر تنش محتمل به عنوان آزمایش دوم انتخاب گردید:
- آزمایش دوم روی چهار دهانه جنوب شرقی (مطابق شکل ۵-ب)
- این آزمایش طی ۷ روز در ۹ گام بارگذاری و ۶ گام باربرداری انجام شد.

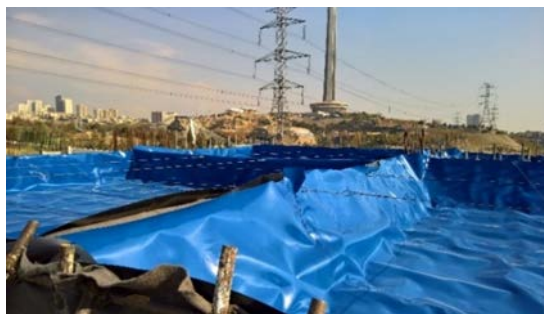


Fig. 4 Loading pools

شکل ۴ استخرهای بارگذاری

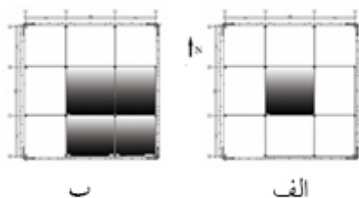


Fig. 5 Load distribution: Test 1 (Right), Test 2 (left)

شکل ۵ توزیع بار: آزمایش اول (الف)، آزمایش دوم (ب)

برای ثبت نتایج با استفاده از سنسورهای تغییرمکان سنج، تغییرشکل نقاط منتخب ثبت گردید. همچنین، برای صحت‌سنجی این داده‌ها خیز این نقاط با دوربین نقشه‌برداری کنترل شد.

به طور معمول، در سازه‌های بتنی با دال دو طرفه (باتیر یا بدون تیر) نوار ستونی لنگر منفی تکیه‌گاهی را به دهانه‌های مجاور منتقل می‌کند. این مهم موجب می‌شود که بارگذاری بار زنده (L) و بار مرده افزوده (Ds) در حالت بارگذاری شطرنجی به مقادیر بحرانی لنگر (منفی و مثبت) منجر شود. بر این اساس با استفاده از مدل اولیه سازه در نرم‌افزار SAP 2000-V19، ۱۰ ترکیب بارگذاری مورد بررسی قرار گرفت که دو ترکیب (مطابق شکل ۵) از میان آنها به شرح زیر انتخاب شد:

ترکیب شماره ۱ برای رسیدن به حداکثر خیز محتمل به عنوان آزمایش اول انتخاب گردید:

- آزمایش اول روی دهانه مرکزی (مطابق شکل ۵-الف)

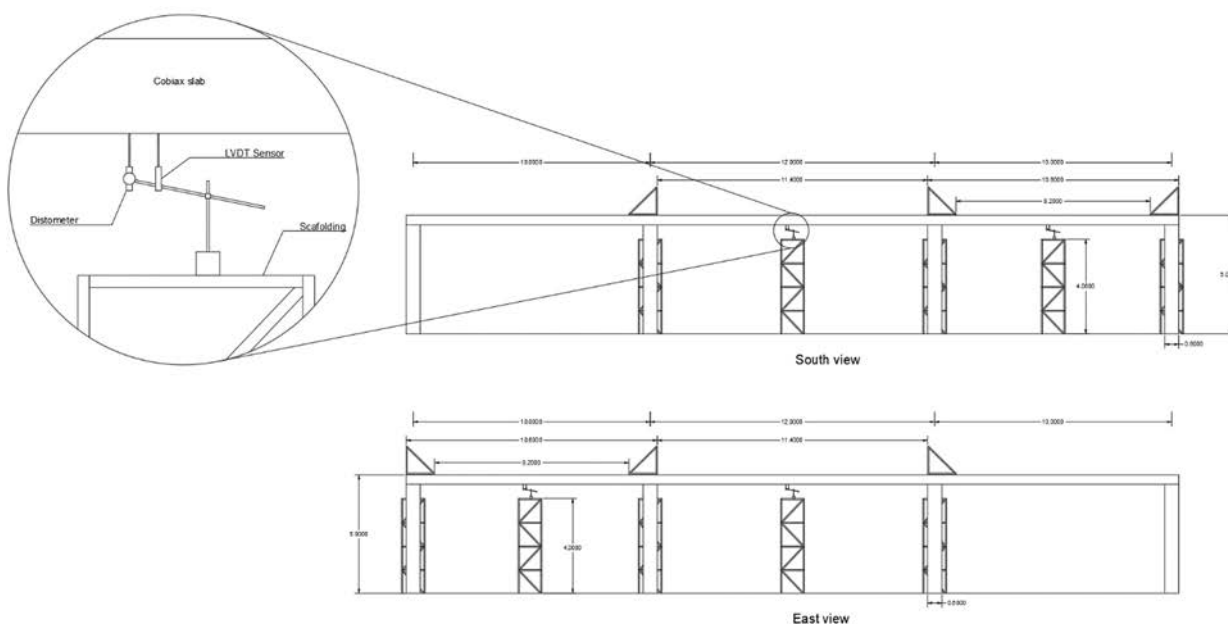


Fig. 6 Test setup and sensors placement

شکل ۶ آماده‌سازی آزمایش و قرارگیری سنسورهای تغییرمکان سنج

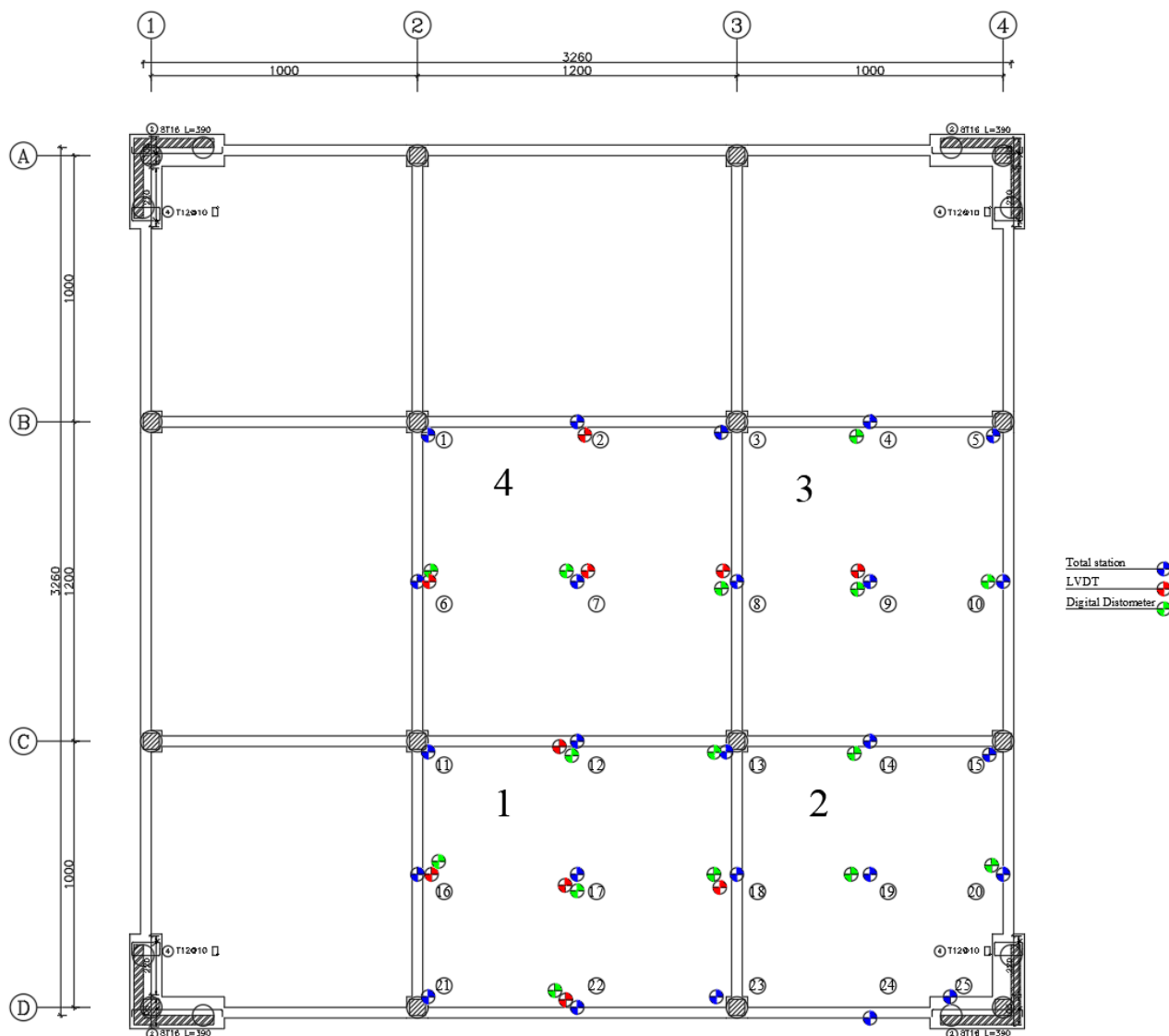


Fig. 7 Pool numbering, Test setup and sensor placement

شکل ۷ شماره گذاری استخرها، آماده سازی آزمایش و جزئیات محل استقرار سنسورهای تغییر مکان سنج در زیر سقف

۳-۱-۲- نتایج آزمایش

به منظور نصب تجهیزات اندازه گیری به زیر سقف از داربست فلزی به ارتفاع تقریبی ۴ متر استفاده شد (شکل ۶). توزیع ابزارهای اندازه گیری به گونه ای در نظر گرفته شد که بتوان با بالاترین دقت مقادیر حداکثر خیز مثبت و منفی را اندازه گیری و روند منطقی تغییرات آن را مورد بررسی قرار داد.

برای رسم کانتورهای خیز دال محیط ترسیم را با توجه به مقارن بودن سازه کوچکتر کرده و فقط رسم کانتور در چهار دهانه تحت بار انجام پذیرفت. با توجه به این مهم در جهت محور افق (شکل های ۸ و ۱۲) محورهای ۲، ۳ و ۴ در شکل ۷ به ترتیب با مختصات ۰، ۱۰ و ۲۲، و در جهت قائم محورهای D، C و B به ترتیب با مختصات ۰، ۱۰ و ۲۲ نمایش داده می شوند. مقادیر خارج از این محدوده از سازه به علت کاهش مقادیر پاسخها با دور شدن از محل بارگذاری و همچنین وجود تقارن در سازه، مورد بررسی قرار نگرفت.

بر اساس بند ۴-۲-۲ آیین نامه ACI 437-1R بار مورد استفاده در

آزمایش بارگذاری از حداکثر این مقادیر کمتر نباشد:

$$TLM=1.3(D_w+D_s) \quad (1)$$

$$TLM=1.0D_w+1.1D_s+1.6L+0.5(L_T \text{ or } S \text{ or } R) \quad (2)$$

$$TLM=1.0D_w+1.1D_s+1.0L+1.6(L_T \text{ or } S \text{ or } R) \quad (3)$$

که در اینجا D_w بار مرده ناشی از وزن دال، D_s بار مرده ناشی از کف سازی، L بار زنده، L_T بار زنده بام، S بار برف و R بار باران است. نظر به اینکه مقادیر بار برابر با $D_w=800 \text{ kg/m}^2$ ، $D_s=200 \text{ kg/m}^2$ و $L=400 \text{ kg/m}^2$ می باشد، بار نهایی آزمایش با استفاده از معادله شماره ۲ حداکثر می شود و مقدار آن برابر با 1660 kg/m^2 خواهد شد. حال با احتساب 800 kg/m^2 بار مرده دال مقدار بار مورد نیاز در آزمایش برابر با 860 kg/m^2 می شود.

(۱) آزمایش بارگذاری اول در تک دهانه میانی (تغییر مکان حداکثر):



Fig. 9 Crack distribution (raw image)

شکل ۹ توزیع ترکها (تصویر پردازش نشده)

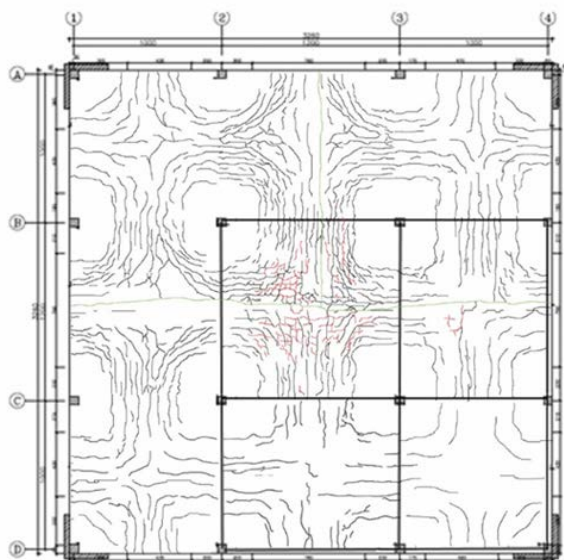


Fig. 10 Test1 Crack distribution (processed image)

شکل ۱۰ توزیع ترکها در آزمایش اول (تصویر پردازش شده)

- خطوط سیاه رنگ (شکل ۱۰) مربوط به ترکهایی است که پیش از انجام بارگذاری تحت وزن خود دال و طی مدت ۳ تا ۹ ماه به وجود آمده‌اند. خطوط سبز مربوط به درز اجرایی بتن است که در سه مرحله انجام پذیرفت.
- همان‌گونه که شکل ۱۰ گویاست، در دو محدوده شمالی سازه شاهد ترک‌خوردگی اولیه بیشتری از نیمه جنوبی آن هستیم که علت آن عمر بیشتر بخش شمالی است.
- خطوط قرمز مربوط به پیشرفت ترکها در گام چهارم تحت بار ۴.۲۴ کیلونیوتن بر متر مربع بارگذاری است.

شکل ۱۱ منحنی بار-تغییر مکان مربوط به ایستگاه شماره هفت (مطابق شکل ۷) را در میان دهانه چهارم شامل بارگذاری و باربرداری در این نقطه نشان می‌دهد.

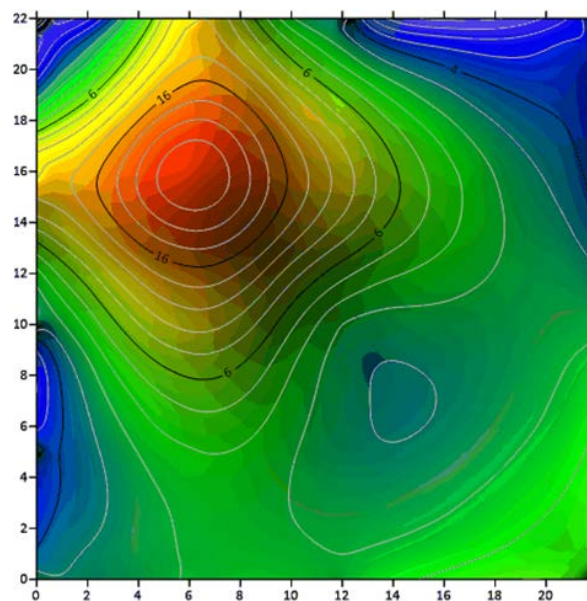


Fig. 8 Test1 Deflection Contour

شکل ۸ کانتورهای تغییر مکان قائم آزمایش اول

نتایج حاصل از بارگذاری گام نهایی

در این گام میزان بار با گام دهم (با مقدار 860 kg/m^2) برابر است و خیز نهایی سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد. بار در دهانه شماره ۴ (مطابق شکل ۷) اعمال شده است و سایر دهانه‌ها فاقد بارگذاری می‌باشد. تنها تفاوت این گام و گام دهم بارگذاری، ماندگاری ۲۴ ساعته بار بر روی سازه است. خیز نهایی (ماندگاری بار ۲۴ ساعته) حداکثر این آزمایش ۲۴ میلی‌متر، با استفاده از دوربین نقشه‌برداری و ۲۳.۹۶ میلی‌متر، با استفاده از LVDT به‌دست آمد.

بر اساس کانتورهای به‌دست آمده از تغییر مکان قائم آزمایش (شکل ۸) لنگر مثبت ناشی از بار ثقیلی از نوار ستونی عبور کرده و وارد سایر دهانه‌ها شده است. این موضوع باعث شده که خیز در دهانه‌های ۱ و ۳ (مطابق شکل ۷) بیشتر از مقادیر مورد انتظار باشد.

پس از تخلیه کامل بار، ۲۴ ساعت به سازه استراحت داده و سپس مقادیر خیز باقی‌مانده قرائت شد. خیز باقی‌مانده (۲۴ ساعت پس از باربرداری) با استفاده از دوربین نقشه‌برداری ۱ میلی‌متر و با استفاده از LVDT ۱.۹۵ میلی‌متر نتیجه گردید.

در بررسی ترک‌خوردگی و نحوه پیشرفت ترک‌های ایجاد شده در سازه با استفاده از دوربین عکاسی و فرآیند پس پردازش^۱ بر روی عکس‌های به‌دست آمده نتایج زیر حاصل شد:

^۱ Post-Processing

به دست آمده است که این نشانه‌ای از تطابق بسیار خوب و صحت اندازه‌گیری داده‌ها دارد.

با توجه به توالی انجام دادن دو آزمایش حالت اولیه توزیع ترک‌ها در این آزمایش حالت باقی‌مانده آزمایش اول می‌باشد (شکل ۱۳)، لذا نحوه پیشرفت ترک‌ها به شرح زیر است:

در گام سوم از روند این بارگذاری ترک‌های جدیدی در چشمه شماره ۲ به وجود آمدند که آنها را با رنگ قرمز می‌توان مشاهده نمود.

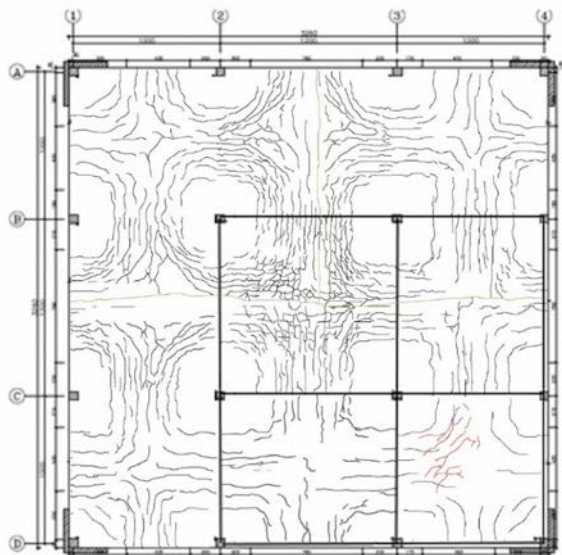


Fig. 13 Test 2 Crack distribution (processed image)

شکل ۱۳ توزیع ترک‌ها در آزمایش دوم (تصویر پردازش شده)

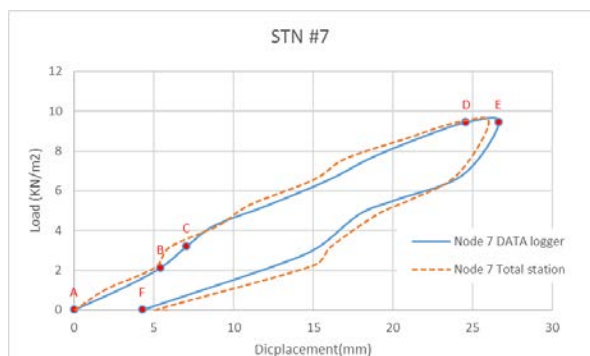


Fig. 14 Test 2 Load-displacement graph for 4th mid-span

شکل ۱۴ منحنی بار- تغییر مکان آزمایش دوم در میانه دهانه چهارم

مطابق شکل ۱۴ شیب نمودار بار تغییر مکان مربوط به ایستگاه شماره هفت (وسط دهانه شماره ۴) مابین دو نقطه A و B برابر با ۰.۳۹ است. در نقطه C افت سختی تا میزان ۳۵٪ مشاهده می‌شود که علت این تغییر در سختی خمشی سازه را می‌توان با توجه به ترک‌خوردگی محسوس بتن در این نقطه توجیه کرد. ولی بار- تغییر مکان از نقطه C تا نقطه D به صورت خطی ادامه می‌یابد. فاصله بین نقطه D و E مربوط به خیز ۲۴ ساعته تحت بار حداکثر بوده و بین نقاط E و F مربوط به باربرداری می‌باشد.

همانگونه که در شکل ۱۴ مشخص است، در نقطه B یک پرش در نمودار مشاهده می‌شود که علت آن می‌تواند گسترش ترک‌ها در این گام بارگذاری باشد.

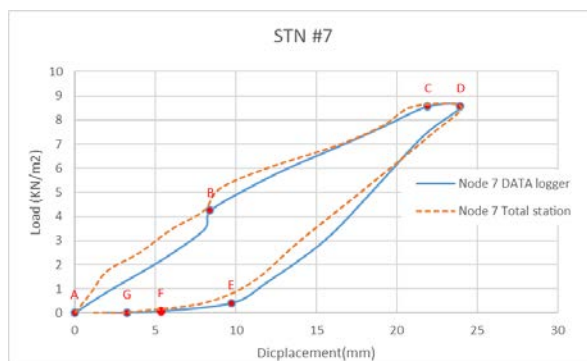


Fig. 11 Test 1 Load-displacement graph for 4th mid-span

شکل ۱۱ منحنی بار- تغییر مکان آزمایش اول در میانه دهانه چهارم

مطابق شکل ۱۱ شیب نمودار بار- تغییر مکان مربوط به ایستگاه شماره هفت (وسط دهانه شماره ۴) مابین دو نقطه A و B برابر با ۰.۲۰۲ است. در نقطه B شاهد افت سختی تا ۰.۱۰۴ بوده که علت این تغییر در سختی خمشی سازه را می‌توان با توجه به ترک‌خوردگی محسوس بتن در این نقطه توجیه کرد. ولی در ادامه تغییر مکان تا نقطه C به صورت خطی ادامه می‌یابد. فاصله بین نقطه C و D مربوط به خیز ۲۴ ساعته تحت بار حداکثر بوده و بین نقاط D و E مربوط به گام‌های اول تا پنجم باربرداری است. در بازه E تا F بازگشت تغییر مکان با شیب ملایم‌تری انجام پذیرفت. بازه F تا G نیز مربوط به استراحت ۲۴ ساعته سازه بین دو آزمایش است.

(۲) آزمایش بارگذاری دوم در ۴ دهانه (تنش حداکثر)

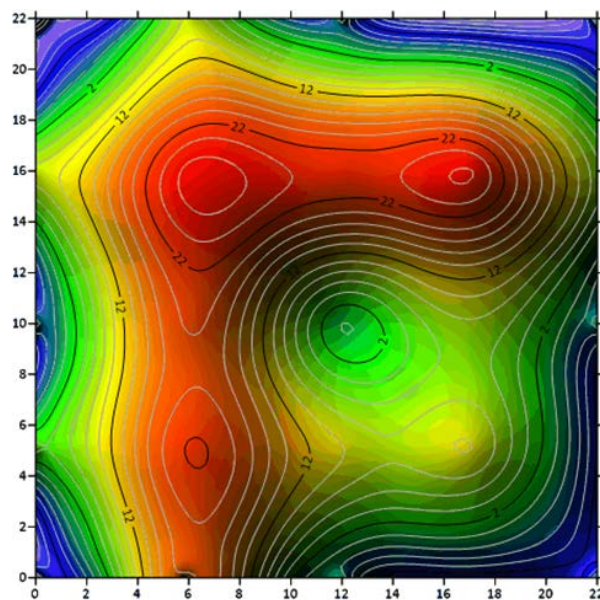


Fig. 12 Test 2 Deflection Contour

شکل ۱۲ کانتورهای تغییر مکان قائم آزمایش دوم

در گام نهایی بارگذاری میزان بار برابر با گام نهم بوده و خیز نهایی سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد. بار در دهانه‌های شماره ۱ تا ۴ (مطابق شکل ۵) اعمال می‌گردد. تنها تفاوت این دو گام ماندگاری ۲۴ ساعته بار بر روی سازه است. خیز نهایی (ماندگاری بار ۲۴ ساعته) حداکثر این آزمایش ۲۶ میلی‌متر، با استفاده از دوربین نقشه‌برداری و ۲۶.۶۶ میلی‌متر، با استفاده از LVDT

۳) خیز دراز مدت:

سازه مورد بررسی در این نگاره طی دو مرحله عملیات بتن‌ریزی با فاصله زمانی ۲۳ روز اجرا شد. لذا مقادیر خیز اولیه آن در دو مرحله و با همین فاصله اندازه‌گیری گشت. سپس، پس از گذشت ۴۸۲ روز (حدوداً یک سال و چهار ماه) مقادیر خیز بلند مدت این سازه مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس بند ۶-۳ از آیین نامه ACI 437-1R 07 مقادیر خیز دراز مدت ناشی از بار ماندگار روی سازه را می‌توان پس از محاسبه با مقادیر خیز آنی به‌دست آمده از آزمایش بارگذاری تجمیع کرد و با معیارهای جدول ۹-۵ (b) از آیین نامه ACI 318-05 (جدول ۱) مقایسه نمود.

جدول ۱ حداکثر خیز محاسباتی قابل قبول در دال‌های بتنی

Table 1 Maximum permissible computed deflections

نوع عضو سازه‌ای	خیز مورد بررسی	محدوده خیز مورد قبول
بام‌های تخت که با هیچ المان سازه‌ای تقویت نشده و یا به المان‌های غیرسازه‌ای متصل هستند که در تغییر شکل‌های زیاد آسیب‌پذیرند	خیز آنی ناشی از بار زنده	L/180
سقف‌های تخت که با هیچ المان سازه‌ای تقویت نشده و یا به المان‌های غیرسازه‌ای متصل هستند که در تغییر شکل‌های زیاد آسیب‌پذیرند	خیز آنی ناشی از بار زنده	L/360
بام‌ها یا سقف‌های تخت که با هیچ المان سازه‌ای تقویت نشده و یا به المان‌های غیر سازه‌ای متصل هستند که در تغییر شکل‌های زیاد آسیب‌پذیرند	خیز ایجاد شده پس از اتصال جزء غیرسازه‌ای (مجموع خیز بلند مدت تحت مجموعه بارهای ماندگار و خیز آنی ناشی از بارهای زنده اعمال شده)	L/480
بام‌ها یا سقف‌های تخت که با هیچ المان سازه‌ای تقویت نشده و یا به المان‌های غیرسازه‌ای متصل هستند که در تغییر شکل‌های زیاد آسیب‌پذیر نیستند		L/240

مقادیر افزایش خیز بین دو مرحله پایان بتن‌ریزی کل دال (برداشت دوم) و برداشت نهایی محاسبه می‌گردد. کانتور تغییرات خیز دراز مدت در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود.

طبق بند ۹-۱۳-۱۱ از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ کنترل اعضای مختلف سازه‌ای در دو حالت حدی تغییر شکل و ترک‌خوردگی تحت اثر ترکیبات بار حالت حدی بهره‌برداری انجام می‌شود. در محاسبات حالت حدی بهره‌برداری، با حذف بارهای اتفاقی، ضرایب ایمنی جزئی بارهای بهره‌برداری برابر واحد منظور می‌شود. بنابراین، حداکثر افزایش خیز تحت بار ثقلی ناشی از وزن دال که برابر با 800 kg/m^2 در نظر گرفته شده، 39 mm اندازه‌گیری شد که مربوط به نقطه به‌مختصات (۵،۱۶) (مطابق شکل ۱۵) است. حال با در نظر گرفتن بار زنده 400 kg/m^2 (LL) و بار مرده افزوده ناشی از کف‌سازی 200 kg/m^2 (DS) و با استفاده از تناسب خطی می‌توان نوشت:

$$w = D_w + D_s + 0.2LL = 800 + 200 + 0.2 \times 400 = 1080 \text{ kg/m}^2 \quad (4)$$

$$\frac{D_w}{w} = \frac{\Delta_m}{\Delta_T} \Rightarrow \frac{800}{1080} = \frac{\Delta_m}{\Delta_T} \Rightarrow \Delta_T = 1.35 \times \Delta_m \quad (5)$$

که در معادله فوق Δ_m حداکثر خیز اندازه‌گیری شده از آزمایش تحت بار وزن دال و Δ_T حداکثر خیز مورد انتظار تحت بار w (طبق معادله ۴) است.

با توجه به اینکه در مورد سازه مورد بررسی در این تحقیق بارهای ماندگار موجود بر سازه تنها مربوط به بار ناشی از وزن دال بتنی بوده و بار ناشی از کف‌سازی و بار زنده ماندگار اعمال نشده است، مقدار خیز با نسبت‌گیری (مطابق معادله ۲) و به صورت تقریبی (با فرض رفتار خطی دال) محاسبه و اندازه‌گیری شد.

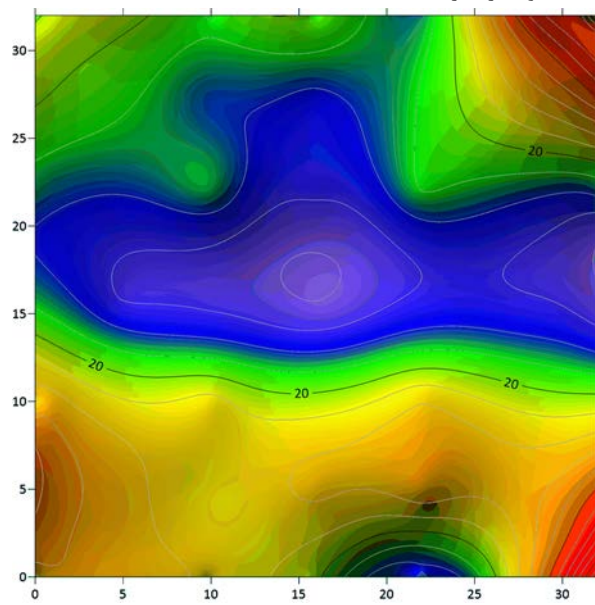


Fig. 15 Long-term Deflection Contour

شکل ۱۵ کانتورهای تغییر مکان قائم دراز مدت

ترک نخورده) ارایه شده‌اند که در حالت ترک خورده ضریب ۰.۲۵ برای کاهش ممان اینرسی دال‌ها در نظر گرفته می‌شود [9]. همچنین، در آیین‌نامه ACI 318-14 قید شده است که در مورد دال‌های دو طرفه سیستم متشکل از دال و ستون بدون تیر لازم است که ضریب کاهش ممان اینرسی مقطع دال از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی دقیق تعیین گردد. بر اساس اطلاعات موجود از نمونه مقیاس واقعی سازه با دال حبابی کوبیاکس، این ساختمان با روش اجزاء محدود و به صورت المان‌های پوسته‌ای^۱ با ابعاد مشخصی در حدود ۱ متر در ۱ متر مدل‌سازی شد که تصویر مدل در شکل ۱۷ و ۱۸ نشان داده شده است. در این مدل در محل تقاطع سقف با ستون‌ها و دیوار برشی از کلاهدک برشی توپر استفاده شد. برای مدل‌سازی دال مجوف به دلیل هندسه پیچیده توپ‌ها و مشکل بودن مدل‌سازی این سیستم به صورت المان‌های توپر سه‌بعدی^۲ وزن کاهش یافته گوی‌های کوبیاکس در خلاف جهت جاذبه به سطح دال‌های مجوف وارد گشت. بارگذاری روی سازه با استفاده از المان‌های null مسطح انجام پذیرفت.

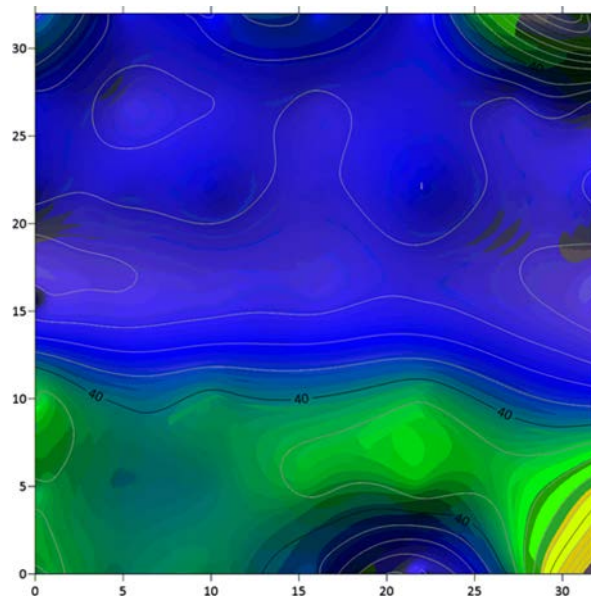


Fig. 16 Total Deflection Contour

شکل ۱۶ کانتورهای تغییر مکان قائم کل

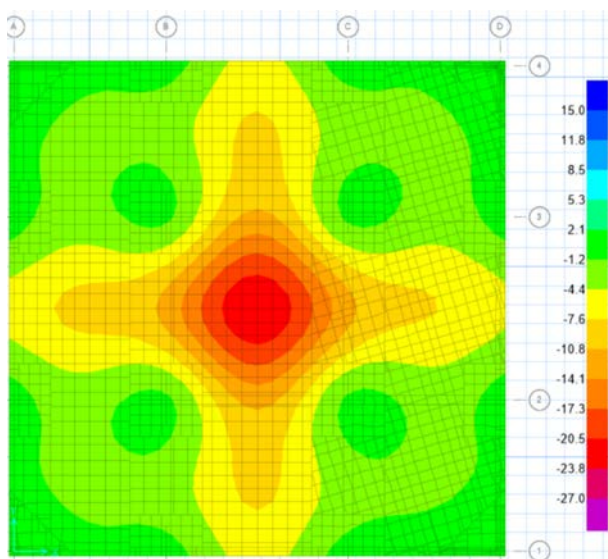


Fig. 17 Analytical Deflection Contours of First Test

شکل ۱۷ کانتورهای تغییر مکان قائم محاسباتی آزمایش اول

در این مدل‌سازی ممان اینرسی دال کوبیاکس در ضرایب ۰.۲۵، ۰.۳۵، ۰.۵ و ۰.۵۱ ضرب گشت.

بدین ترتیب در این مدل برای در نظر گرفتن کاهش سختی خمشی دال کوبیاکس نسبت به دال توپر ضریب 0.51 در نظر گرفته شد. حداکثر خیز به‌دست آمده از این مدل (مطابق جدول ۲) در گام نهایی مدل‌سازی با آرایش بار آزمایش اول برابر با 24.49 mm و این مقدار برای مدل‌سازی با آرایش بار آزمایش دوم 29.8 mm است.

بنابراین مقادیر خیز حاصل از اندازه‌گیری‌ها ۳۵٪ افزایش می‌یابد تا تخمینی از شرایط واقعی را به‌دست دهد. بر این اساس حداکثر خیز بلندمدت بر اثر بارهای ماندگار روی سازه ۵۲.۶۵ میلی‌متر تخمین زده شد. حال با توجه به بند ۶-۳ آیین‌نامه ACI 318-05 مقادیر به‌دست آمده برای خیز بلند مدت با خیز آنی حاصل از آزمایش ترکیب می‌شود و با جدول ۱ مقایسه می‌گردد. شایان ذکر است که به علت اندازه‌گیری داده‌های خیز آنی در چهار دهانه جنوب شرقی سازه و همچنین، تقارن سازه و بارگذاری، مقادیر ارایه شده برای سایر دهانه‌ها برابر با داده‌های نقطه متقارن آنها در نظر گرفته می‌شود.

حداکثر خیز تجمعی (مجموع خیز آنی و دراز مدت) به‌دست آمده از این روش برابر با ۶۱.۳۵ میلی‌متر است. بنابراین داریم:

$$\Delta_{final} \leq \frac{l_e}{240} \Rightarrow 61.35 \text{ mm} \geq \frac{12000}{240} = 50 \text{ mm} \rightarrow \text{Not OK} \quad (6)$$

۴- صحت‌سنجی و مدل‌سازی عددی

مدل ایجاد شده برای طراحی سازه با استفاده از نرم‌افزار SAFE برای شرایط آزمایش (بارهای اعمالی و مصالح مورد استفاده در ساخت سازه) بهینه می‌گردد و با روش اجزاء محدود به صورت غیرخطی و خطی با اعمال ضرایب ترک‌خوردگی معادل رفتار غیرخطی بتن به بررسی آن پرداخته می‌شود. یکی از مهم‌ترین نکات مدل‌سازی سازه‌های بتنی، برآورد صحیح از سختی خمشی اعضای سازه‌ای آن است.

بر اساس آیین‌نامه ACI 318-14 نیز مقادیر مربوط به ممان اینرسی ترک‌خوردگی اعضا به دو روش (محاسبه دال‌ها به صورت ترک خورده یا

¹ Shell
² Solid

میلی‌متر، با استفاده از LVDT به‌دست آمده است که این نشانه‌ای از تطابق بسیار خوب و صحت اندازه‌گیری داده‌ها دارد. همچنین، نتایج مدل‌سازی با ۲.۲٪ اختلاف (در جهت اطمینان) با مقادیر ثبت شده در آزمایش تطابق بسیار خوبی را نشان می‌دهد.

- خیز نهایی (ماندگاری بار ۲۴ ساعته) حداکثر تست بارگذاری دوم ۲۶ میلی‌متر، با استفاده از دوربین نقشه‌برداری و ۲۶.۶۶ میلی‌متر، با استفاده از LVDT به‌دست آمده است که این نشانه‌ای از تطابق بسیار خوب و صحت اندازه‌گیری داده‌ها دارد. همچنین، نتایج مدل‌سازی با ۱۱.۷٪ اختلاف (در جهت اطمینان) با مقادیر ثبت شده در آزمایش تطابق بسیار خوبی را نشان می‌دهد.
- با توجه به مطالعه رفتار طولانی مدت سازه تحت وزن دال بتنی (به مدت ۴۸۲ روز)، خیز به‌دست آمده از آزمایش در میانه بزرگترین دهانه برابر با ۶۱.۳۵ میلی‌متر است که از حداکثر قابل قبول آن (۵۰ میلی‌متر) تجاوز می‌نماید. لذا روش طراحی معمول در طراحی دال‌ها در مورد این سیستم مورد قبول نیست و باید معیارهای سختگیرانه‌تری برای این امر در نظر گرفت.

۶- مراجع

- [1] L. Chung, S. H. Lee, S. H. Cho, S. S. Woo, K. K. Choi, Investigations on Flexural Strength and Stiffness of Hollow Slabs, *Adv. Struct. Eng.*, Vol. 13, No. 4, pp. 591–601, Aug. 2010.
- [2] Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63), ACI Committee 318, Google Books, [Online].
- [3] Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71), [Online].
- [4] ACI Committee 437, *Load tests of concrete structures: methods, magnitude, protocols, and acceptance criteria (ACI 437.1R-07)*, 2007.
- [5] T. Tina, C. Lai, Structural behavior of BubbleDeck® slabs and their application to lightweight bridge decks, 2010.
- [6] M. Abramski, Bearing behaviour of biaxial hollow core slabs Test scheme for the evaluation of the shear capacity, pp. 1–8, 1971.
- [7] A. Ibrahim, N. Ali, W. S. D. J. of E. sciences, and undefined 2013, Flexural capacities of reinforced concrete two-way bubbledeck slabs of plastic spherical voids, *iasj.net*.
- [8] M. Bindea, R. Zagon, Z. K. A. T. N. Civil, and undefined 2013, Flat slabs with spherical voids, Part II, Experimental tests concerning shear strength, *constructii.utcluj.ro*.
- [9] A. C. I. (ACI), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14), 2014.

جدول ۲ ضرایب ترک‌خوردگی دال کوبیاس

Table 3 Slab cracking factors for Cobiax slab

شماره مدل	تغییر مکان وسط دهانه حاصل از سازه (میلی‌متر)	ضریب ترک‌خوردگی دال	تغییر مکان وسط دهانه حاصل از نرم‌افزار (میلی‌متر)
S1		0.25	32.17
S2		0.35	27.6
S3	23.96	0.5	23.2
S4		0.51	22.96

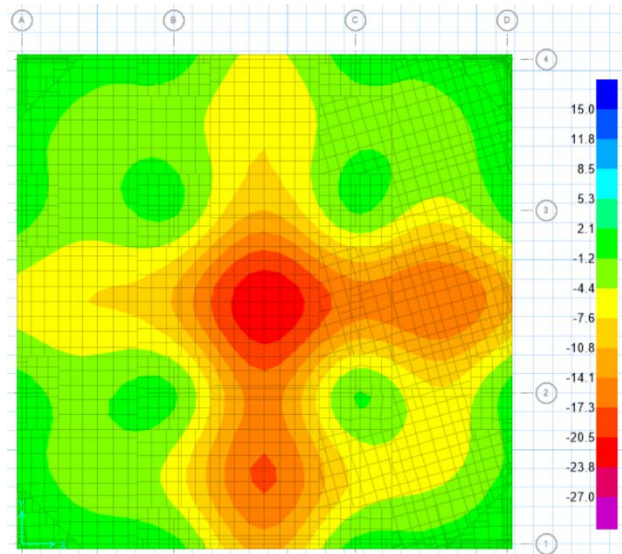


Fig. 17 Analytical Deflection Contours of Second Test

شکل ۱۸ کانتورهای تغییر مکان قائم محاسباتی آزمایش دوم

۵- نتیجه‌گیری

با استفاده از داده‌های به‌دست آمده از آزمایش‌های تمام مقیاس و مدل‌سازی عددی، نتایج حاصل از این پژوهش به شرح زیر است:

- آزمایش‌های بارگذاری بزرگ مقیاس نشان داد، نوار ستونی سازه مورد بررسی نیز مشابه نوار میانی تحت لنگر مثبت قرار می‌گیرد و لنگر منفی محدود به نواحی پیرامون ستون‌ها و دیوارهای برشی است؛ در این خصوص حداکثر خیز نیز در آزمایش دوم مشاهده گشت.
- به طور کلی با توجه به بارگذاری نهایی اعمال شده مطابق آیین‌نامه سازه رفتار خطی از خود نشان داد و مقدار اندک تغییر شکل غیرخطی رخ داده که مربوط به ترک‌خوردگی بتن می‌باشد و با توجه به بازگشت بیش از ۹۰٪ تغییر شکل‌ها پس از باربرداری، آرماتورها به تنش تسلیم نرسیدند.
- توزیع ترک‌ها، عمدتاً به صورت ترک‌های خمشی است و ترک‌های برش سوراخ‌کننده (پانچ) به علت وجود کلاهک توپر و سختی بالاتر این مقطع ایجاد نشده‌اند.
- خیز نهایی (ماندگاری بار ۲۴ ساعته) حداکثر آزمون بارگذاری اول ۲۶ میلی‌متر، با استفاده از دوربین نقشه‌برداری و ۲۳.۹۶